

Boznerstr. 15/11 Via Bolzano
39011 Lana
Tel. 0473-561526
Fax 0473-559826
Email: info@h-b.it

**PROGETTO: 2013-168-022
NUOVO PONTE PEDOCICLABILE
SUL ISARCO E UN NUOVO
COLLEGAMENTO PEDOCICLABILE
TRA GLI EDIFICI "KAMPILL
CENTER" E "MILA BOLZANO"**

Proprietario:
Comunità comprensoriale di Salto - Sciliar

PROVINCIA AUTONOMA DI BOLZANO
COMUNE DI BOLZANO

**RELAZIONE DI CALCOLO
STRUTTURALE**

Rev.	Data	Elaborato	Controllato	Descrizione
0	02/05/2019	RMA	SMA	Prima emissione

Il progettista delle strutture:

Documento n.:

**2013-168-
022_EXE_STR_RST_001_0
D1**

Indice

1	Premessa	1
2	Introduzione	2
2.1	Localizzazione	2
2.2	Descrizione generale	2
3	Normative di riferimento.....	3
4	Ipotesi di calcoli generali	4
4.1	Generale	4
4.2	Valutazione della sicurezza.....	4
4.2.1	Verifiche agli stati limite ultimi.....	5
4.2.2	Verifiche agli stati limite di esercizio	7
4.3	Software di calcolo	9
4.3.1	Metodologia di calcolo	10
5	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento.....	14
6	Ipotesi geotecniche	15
7	Azioni sulle strutture	17
7.1	Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo	17
7.1.1	Carichi permanenti (G)	17
7.1.2	Carichi variabili (Q)	17
7.1.3	Carichi eccezionali (A).....	17
7.1.4	Azioni sismiche (E)	18
7.2	Combinazioni delle azioni.....	19
7.3	Valori dei coefficienti parziali di sicurezza.....	19
7.3.1	Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali	19
7.4	Valori dei coefficienti di combinazione	21
8	Analisi dei carichi	22
8.1	Peso proprio degli elementi strutturali	22
8.2	Peso proprio degli elementi non strutturali	22
8.3	Carichi accidentali.....	22
8.4	Azioni del vento	23
8.5	Azioni della neve.....	26
8.6	Azioni eccezionali	28
8.6.1	Urti	28
8.7	Pianta carichi	28
9	Materiali	30

9.1	Calcestruzzo.....	30
9.1.1	Classi di esposizione	31
9.2	Acciaio per cemento armato	31
9.3	Acciai laminati.....	32
10	Strutture	33
10.1	Verifiche globali	33
10.1.1	Analisi sismica	33
10.1.2	Verifica impalcato Ponte Rio Campill	35
10.1.3	Verifica trave testa micropali (Ponte sull'Isarco – sponda lato nord e lato sud)	46
10.1.4	Verifica micropali verticali (Ponte sull'Isarco)	49
10.1.5	Verifica micropali inclinati (Ponte sull'Isarco)	51
10.1.6	Verifica micropali verticali (Ponte sul Rio Campill).....	53
10.1.7	Verifica micropali inclinati (Ponte sul Rio Campill).....	55
10.1.8	Verifica montante parapetto (Ponte sul Rio Campill)	57

1 Premessa

L'area d'intervento si trova a Bolzano (zona Est della città) e prevede la costruzione di un ponte pedociclabile sul fiume Isarco e un ponte pedociclabile sul torrente Rio Campill, tra gli edifici "Campill Center" e "Mila Bolzano".

La presente relazione di calcolo è riferita alle opere strutturali del ponte sul Rio Campill (incluse le fondazioni) e alle opere di fondazioni del ponte sull'Isarco (progettato da altro studio). La progettazione strutturale è stata affidata a Holzner & Bertagnolli Engineering srl.

La presente relazione deve essere letta congiuntamente agli altri elaborati facenti parte del progetto definitivo.

2 Introduzione

2.1 Localizzazione

La zona d'intervento si trova nel **Comune di Bolzano**, sul lato nord della Via Statale 12, tra il "Campill Center" e lo stabilimento "Mila", ad una quota di circa **+270 m s.l.m.**

Kommentar [H&B2]:

Kommentar [H&B3]:

Nella seguente immagine si illustra la localizzazione dell'area di intervento:



Figura 1: Zona d'intervento (Google Maps)

2.2 Descrizione generale

Il ponte sul Rio Campill sarà localizzato sul lato sud del fiume Isarco (adiacente la S.S. 12). L'impalcato del ponte sarà formato da lastre prefabbricate di tipo 'Predalles' (spessore 5cm) e un getto pieno integrativo in c.a. (spessore 50cm). Le lastre Predalles saranno puntellate durante l'esecuzione dei lavori mentre l'impalcato sarà supportato ad entrambe le estremità da una fondazione di micropali (dia. 168mm) a cui sarà vincolato tramite le travi di testa (ad ambo i lati dell'impalcato).

Il ponte sull'Isarco (progettato da TSC Engineering) sarà supportato ad entrambe le estremità da una fondazione di micropali (dia. 168mm) e poggerà sulle travi di testa tramite vincoli scorrevoli (specificati da TSC Engineering).

Per il modello di entrambi i ponti riferirsi alle tavole architettoniche.

Kommentar [H&B4]:

Breve discrezione della struttura e i vari elementi!

3 Normative di riferimento

La progettazione delle opere strutturali è stata svolta nel rispetto del D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, nel seguito richiamata NTC 2018.

Circa le indicazioni applicative per l’ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nella NTC 2018, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici (NTC 2018, § 1), in particolare agli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali.

La progettazione strutturale è stata elaborata nel pieno rispetto delle seguenti normative nazionali:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture 11 Febbraio 2019, n. 35 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 Gennaio 2018 (Circ. NTC 2018)
- D.M. 16 febbraio 2007: Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione;

La progettazione strutturale è stata elaborata nel pieno rispetto delle seguenti normative europee:

- UNI EN 1990:2006 Eurocodice 0
Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture
Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-2:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio;
- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1995-1-1:2014 Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno
Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici;
- UNI EN 1996-1-1:2006 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture di muratura
Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata;
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica
Parte 1: Regole generali;
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica
Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1999-1-1:2007 Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture di alluminio
Parte 1-1: Regole strutturali generali;

4 Ipotesi di calcoli generali

4.1 Generale

Le opere strutturali sono verificate per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni e per gli stati limite di esercizio, definiti in relazione alle prestazioni attese.

Inoltre la struttura è verificata nelle fasi intermedie, tenendo conto del processo costruttivo. Le verifiche per queste situazioni transitorie sono condotte nei confronti dei stati limite ultimi (NTC 2018, § 2.2.6).

Le verifiche di sicurezza delle singoli componenti strutturali sono riportati nel capitolo 10.

4.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza della struttura si adotta il criterio del metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, confrontando la resistenza e l'effetto delle azioni.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua 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;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.
- I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , 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 alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

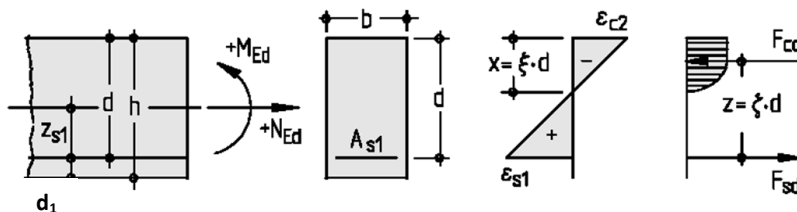
- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Equazioni alla base del calcolo dell'armatura di flessione

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{con} \quad M_{Eds} = m_{sd} - n_{sd} \cdot z_{s1}$$

$$\zeta = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - 2,055 \cdot \mu_{Eds}} \right)$$

$$A_{s,necc} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d} + n_{sd} \right)$$



Terminologia per il dimensionamento e la posa delle armature nei solai

In seguito sono riportate le convenzioni sui parametri usati dal software di calcolo Scia Engineer.

Design magnitude

Project: plate	mxD+, myD+, mcD+, mxD-, myD-, mcD-
Project: wall	nxD, nyD, ncD
Project: general (shell)	mxD+, myD+, mcD+, mxD-, myD-, mcD-, nxD, nyD, ncD

Design moments in slabs that are related to the surface with positive element coordinate and are marked with + (plus sign). Dimension moments in slabs that are related to the surface with negative element coordinate and are marked with - (minus sign).
Design forces in a wall are in the middle plane.
Corresponding surface of action of design moments in shells is given directly by the sign of the moment.

Figura 2: Parameters for display of results, Scia Basic Reference Guide

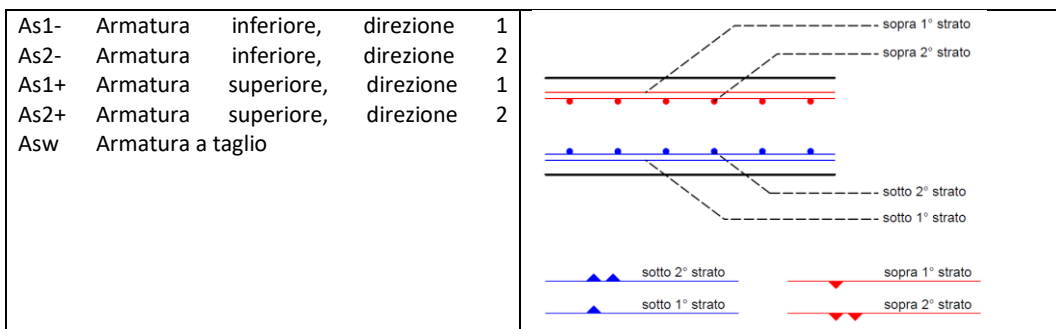


Figura 3: Definizione stratigrafia delle armature

Angolo d'inclinazione della biella di compressione

L'angolo d'inclinazione della biella di compressione è stato assunto come variabile nei calcoli. L'angolo θ tra l'asse del solaio e la biella varia entro i seguenti limiti: $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$.

Nota

I valori di picco presenti nei diagrammi dei momenti flettenti, nei diagrammi dell'andamento delle armature e nei diagrammi degli stati tensionali, dovuti alle singolarità del modello di calcolo, sono stati valutati con valori medi agenti in un intervallo adatto.

L'armatura a flessione necessaria, a favore di sicurezza, non è stata ridotta per effetto della post-tensione collaborante, tra guaina ad aderenza migliorata e calcestruzzo.

4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

La tensione di compressione nel calcestruzzo deve essere limitata al fine di evitare fessure longitudinali, micro-fessurazione o elevati livelli di viscosità, laddove questi possano comportare effetti inaccettabili per la funzionalità della struttura.

Possono insorgere fessure longitudinali se il livello di tensione sotto la combinazione di carico caratteristica eccede un valore critico. Perciò è opportuno limitare le tensioni di compressione al valore $k_1 \cdot f_{ck}$ per esposizione in ambienti di classe XD, XF e XS.

Il valore raccomandato é $k_1 = 0,60$.

Se la tensione nel calcestruzzo sotto i carichi quasi permanenti è minore di $k_2 \cdot f_{ck}$, si può assumere un comportamento visco-elastico di tipo lineare. Se la tensione nel calcestruzzo eccede $k_2 \cdot f_{ck}$, si raccomanda di considerare un comportamento visco-elastico di tipo non lineare.

Il valore raccomandato é $k_2 = 0,45$.

Si può ammettere che fessurazioni o spostamenti non accettabili siano evitati quando, sotto la combinazione di carichi caratteristica, la tensione di trazione nell'armatura non eccede $k_3 \cdot f_{yk}$. Se la tensione è dovuta a deformazioni imposte, si raccomanda che la tensione di trazione non ecceda $k_4 \cdot f_{yk}$. Si raccomanda che il valore medio della tensione nell'armatura di precompressione non sia maggiore di $k_5 \cdot f_{pk}$.

I valori raccomandati sono $k_3 = 0,80$

$k_4 = 1,00$

$k_5 = 0,70$.

Deformazioni e spostamenti

Le deformazioni massime (inflexioni) di calcolo per gli elementi in CA sono le seguenti:

- $\delta_{\max} < L_{\text{eff}} / 250$
- $\delta_{\text{incrementale}} < L_{\text{eff}} / 500$

Gli spostamenti orizzontali di interpiano massimi di calcolo, in condizione SLD, sono i più restrittivi da normativa:

- $\delta_r < 0,005 h$

dove h è l'altezza d'interpiano.

I cedimenti delle fondazioni comportano spostamenti nella sovrastruttura, i quali devono essere ammissibili per prevenire il raggiungimento di uno stato limite di esercizio.

Il valore limite è dato dal rapporto Δ/L , tra il cedimento differenziale Δ e la distanza L sulla quale è misurato (EC7, allegato H):

- $\Delta/L < 1/500$ Valore limite di sicurezza per evitare le fessure
- $\Delta/L < 1/300$ Valore limite per le prime fessure che si instaurano sui muri portanti

*(“Verformungen des Baugrundes bei baulichen Anlagen” - EVB, 1993)

Deformazioni a lungo termine:

Ritiro e viscosità modificano lo stato deformativo anche in assenza di variazione di carico. Assumendo valida la teoria lineare, la deformazione viscosa ϵ_v è proporzionale alla deformazione elastica ϵ_{el} secondo il coefficiente di viscosità ϕ .

$$\epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_v = \epsilon \cdot (1 + \phi) = \sigma_c / E_c \cdot (1 + \phi)$$

Pertanto si adotta il modulo elasticità efficace del calcestruzzo $E_{c,eff} = E_{cm} / (1 + \phi \cdot (\infty, t_0))$ (EC2, §7.4.3), impiegato anche per determinare uno dei parametri che rientrano nel calcolo della rigidezza, ovvero il rapporto tra i moduli elastici $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$. Inoltre, sempre per il calcolo dell'inerzia, è stato considerato lo stadio fessurativo della sezione.

Il coefficiente di viscosità e le deformazioni da ritiro sono ricavate mediante le equazioni riportate nell'Appendice B dell'EC2.

4.3 Software di calcolo

Le analisi e le verifiche delle strutture portanti sono svolte con l'ausilio dei seguenti codici di calcolo. L'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti sono state controllate confrontando i risultati con calcoli ausiliari (NTC 2018, § 10.2).

Scia Engineer 2018.0	Analisi agli elementi finiti Versione: 2018 Certificazioni: IFC 2x3, KOMO, CTICM
Allplan 2016	Software per il disegno strutturale 2D e 3D
Microsoft Excel 2010	Software per la realizzazione di fogli di calcolo automatizzati
Microsoft Word 2010	Software per l'elaborazione di testi

4.3.1 Metodologia di calcolo

Le analisi e le verifiche delle strutture portanti sono svolte con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti Scia Engineer.

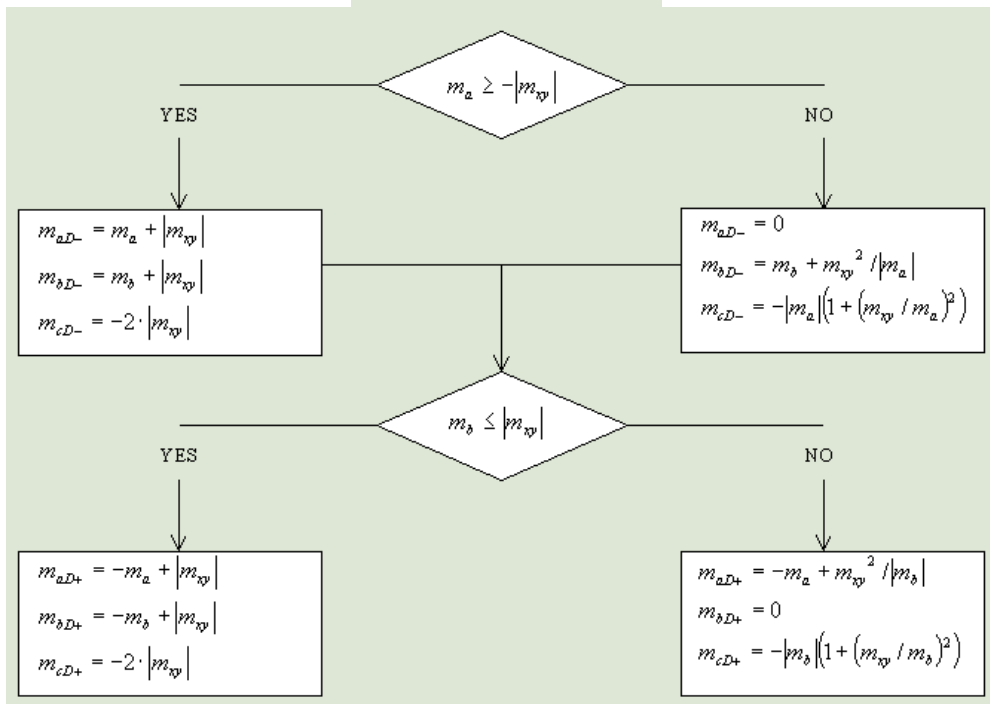
Di seguito è riportata la metodologia di calcolo per le piastre.

DESIGN INTERNAL FORCES

The calculation of design moments for plates and shells according to the EC2 algorithm (option EC2 is selected) follows the flow chart from CSN P ENV 1992-1-1 (731201), Annex 2, paragraph A2.8.

The following rule is used for indexes:

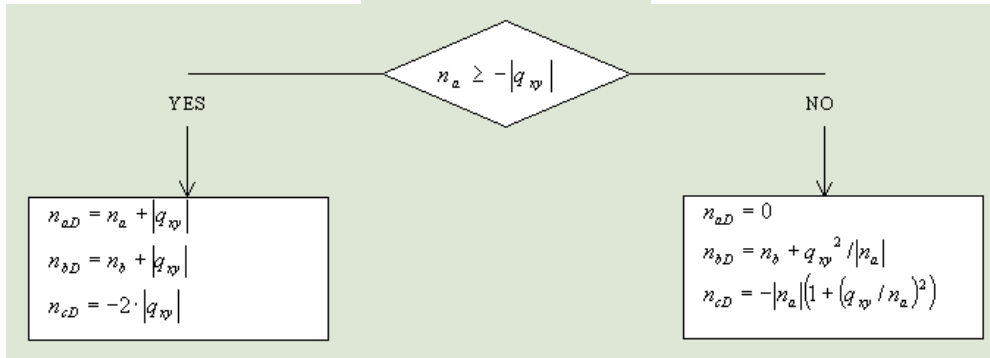
$$\begin{aligned} m_y \geq m_x &: a = x, b = y \\ m_y < m_x &: a = y, b = x \end{aligned}$$



The calculation of design moments for walls and shells according to the EC2 algorithm (option EC2 is selected) follows the flow chart from CSN P ENV 1992-1-1 (731201), Annex 2, paragraph A2.9.

The following rule is used for indexes:

$$\begin{aligned} n_y \geq n_x & : a = x, b = y \\ n_y < n_x & : a = y, b = x \end{aligned}$$



Quantities m_{xD} and m_{yD} (respectively n_{xD} and n_{yD}) are design moments (respectively forces) in the reinforcement. Negative design moments have no practical meaning and are stated just for the reason of completeness.

Quantity m_{cD} (resp. n_{cD}) is design moment (resp. force) in concrete and these two quantities form an integral trio with design moments (resp. forces) in the reinforcement in terms of invariant.

$$\begin{aligned} m_x + m_y &= m_1 + m_2 = m_{xD-} + m_{yD-} + m_{cD-} \\ -m_x - m_y &= -m_1 - m_2 = m_{xD+} + m_{yD+} + m_{cD+} \\ n_x + n_y &= n_1 + n_2 = n_{xD} + n_{yD} + n_{cD} \end{aligned}$$

Design force in concrete n_{cD} is used for checking of concrete crushing (see CSN P ENV 1992-1-1 (731201), Annex 2, paragraph A2.9). The standard does not mention the design moments in concrete m_{cD} , but their meaning is analogous and are stated for the reason of completeness.

Values of design moments and forces according to the standard algorithm (option EC2 is NOT selected) are calculated according to the left branch of the above mentioned flow charts, i.e. no account is taken of the relation between m_x , m_y and m_{xy} (respectively n_x , n_y and q_{xy}). This approach is on the safe side (see below) but is less optimal.

The right branch of the flow charts is used if the left branch of the flow charts would lead to one reinforcement direction in compression (negative value of the corresponding quantity). This direction is assigned zero value of the design quantity, the value in the other direction (and also the necessary reinforcement area) is then lower than it would be if the right branch of the flow charts were followed (the condition of completeness is met in both variants). The difference is in increased compression in concrete (m_{cD} and n_{cD}). In this respect the EC2 algorithm can be considered as more economic.

Termini utilizzati nel calcolo

m_{xD+}	Momento di calcolo in direzione X sul lato positivo della piastra
m_{yD+}	Momento di calcolo in direzione Y sul lato positivo della piastra
m_{cD+}	Momento di calcolo del calcestruzzo lungo la direzione principale sul lato positivo della piastra
m_{xD-}	Momento di calcolo in direzione X sul lato negativo della piastra
m_{yD-}	Momento di calcolo in direzione Y sul lato negativo della piastra
m_{cD-}	Momento di calcolo del calcestruzzo lungo la direzione principale sul lato negativo della piastra
v_{Ed}	Taglio perpendicolare alla superficie

Termini relativi ai risultati

A_{s1-}	Armatura in direzione 1 sul lato negativo della piastra
A_{s2-}	Armatura in direzione 2 sul lato negativo della piastra
A_{s1+}	Armatura in direzione 1 sul lato positivo della piastra
A_{s2+}	Armatura in direzione 2 sul lato positivo della piastra

4.3.1.1 Definizioni delle sollecitazioni nell'elemento parete

La figura seguente mostra la convenzione relativa al sistema di riferimento associato alla parete.

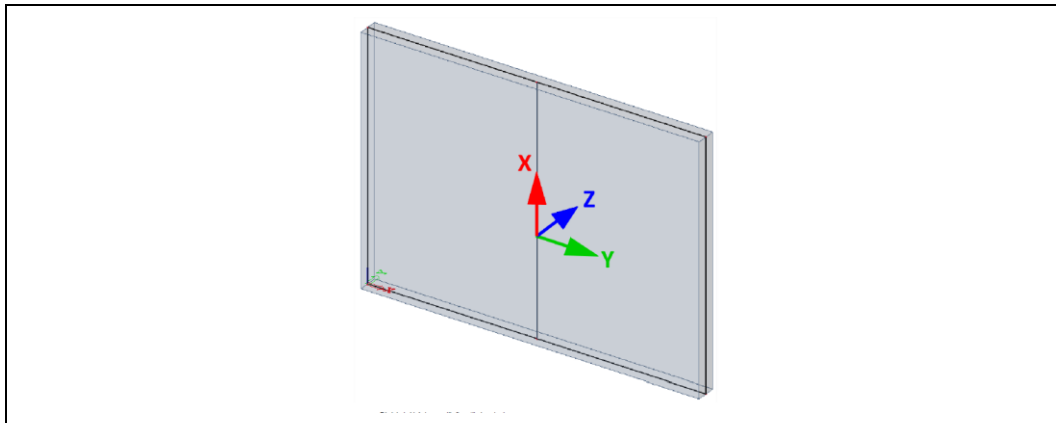


Figura 4: Definizione del sistema di riferimento della parete

N	Forza assiale
V _y	Taglio corrispondente all'asse Y del sistema selezionato
V _z	Taglio corrispondente all'asse Z del sistema selezionato
M _y	Momento flettente attorno all'asse Y del sistema selezionato
M _z	Momento flettente attorno all'asse Z del sistema selezionato

Le forze sono indicate nel baricentro del piano come risultanti dei singoli elementi, se non diversamente specificato.

Kommentar [H&B8]:

5 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

In seguito sono definite la vita nominale, la classe d'uso e, di conseguenza, il periodo di riferimento per le strutture:

- Vita nominale dell'opera strutturale $V_N = 50$ anni (NTC 2018, § 2.4.1)
- Classe d'uso classe II (NTC 2018, § 2.4.2)
 $C_U = 1,0$
- Periodo di riferimento $V_R = 50 \times 1,0 = 50$ (NTC 2018, § 2.4.3)

Kommentar [H&B9]:

6 Ipotesi geotecniche

Nel presente capitolo si riportano le caratteristiche geo-meccaniche del terreno. Si fa riferimento a quanto riportato nella relazione geologica-geotecnica di Geo3, del quale si riportano gli estratti salienti.

E' stato eseguito un sondaggio geognostico spinto sino ad una profondità di 15 m sotto il p.c. allo scopo di determinare le caratteristiche fisico meccaniche del sottosuolo. All'interno del foro di sondaggio sono state eseguite prove SPT. Inoltre sono state effettuate il rilevamento di superficie e la consultazione della carta geologica e di perizie esistenti.

Nell'immagine sottostante è riportata l'ubicazione indicativa delle indagini.

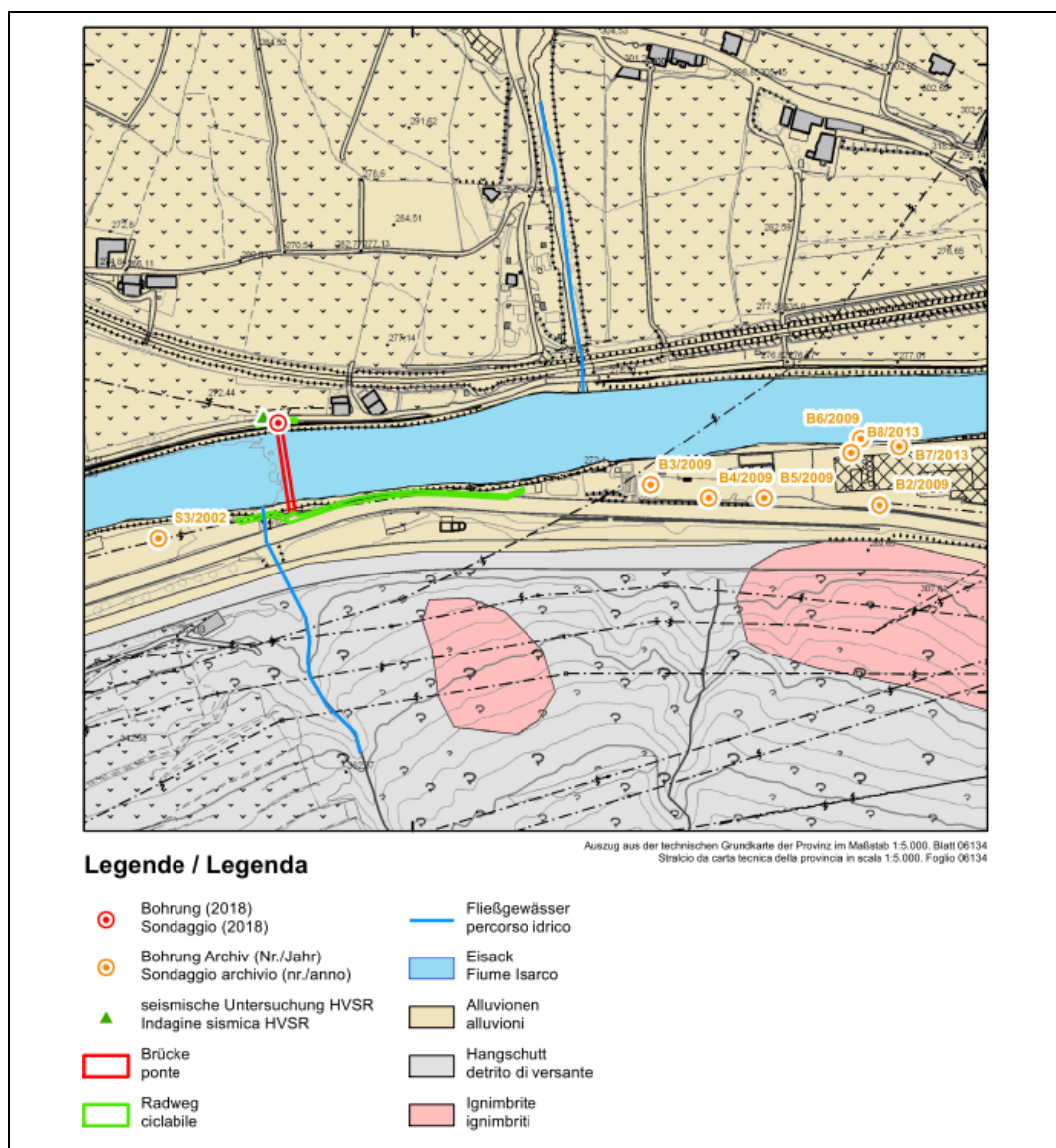


Figura 5: Ubicazione indicativa sondaggio geognostico

E' stata individuata la successione litostratigrafico-meccanica (dall'alto verso il basso rispetto al piano di campagna) come di seguito descritta.

Al di sotto di uno strato iniziale di riporto (spessore di alcuni decimetri) è presente uno strato di sabbie limose e ghiaie limose di medio-basso addensamento (da circa -1.0m fino a circa -4.2m) con i seguenti parametri geotecnici:

Densità naturale del terreno (γ_n) Natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	1,90 t/m ³	19,0 kN/m ³
Angolo di attrito (ϕ) / Reibungswinkel (ϕ)	27 - 29°	27 - 29°
Coesione (c') / Kohäsion (c')	0,0 kg/cm ²	0 kPa
Elastizitätsmodul E / modulo elastico E	80-100 kg/cm ²	8 - 10 MPa

Figura 6: Parametri geotecnici (da -1.0m fino a -4.2m)

A partire da 4,2m e sino alle profondità investigate sono presenti in genere ghiaie, blocchi e sassi in matrice sabbiosa-limosa con grado di addensamento buono e con i seguenti parametri geotecnici:

Densità naturale del terreno (γ_n) Natürliche Dichte des Untergrundes (γ_n)	1,90 t/m ³	19,0 kN/m ³
Angolo di attrito (ϕ) / Reibungswinkel (ϕ)	35 - 38°	35 - 38°
Coesione (c') / Kohäsion (c')	0,0 kg/cm ²	0 kPa
Elastizitätsmodul E / modulo elastico E	500 kg/cm ²	50 MPa

Figura 7: Parametri geotecnici (da -4.2m fino a -15.0m)

La falda è stata misurata tramite l'utilizzo di un piezometro che ha fornito le seguenti misurazioni:

Datum / Data	S1
22/05/2018	-10,82 m
24/05/2018	-10,87 m

Figura 8: Misure di falda

La caratterizzazione del terreno dal punto di vista dinamico è stata determinata tramite l'indagine HVSR onde valutare la possibile presenza in profondità di substrati rigidi che influenzino la propagazione delle onde sismiche.

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30m del sottosuolo è pari a $V_{s30} = 486$ m/sec.

L'area in esame si trova presso il fondovalle ($\beta < 15^\circ$), non si prevedono amplificazioni dovute alla topografia; da tabella NTC 3.2.III è attribuibile alla **categoria T1**.

Per valutare queste amplificazioni è possibile utilizzare l'approccio semplificato come da NTC - DM 17.01.2018; da tabella NTC 3.2.II il sottosuolo è classificabile come **categoria B**.

Alla luce delle indagini e degli studi effettuati si riporta di seguito la tabella con i principali parametri dinamici:

Referenz referenza	Basis a_g a_g di base	Verstärkungskoeffizient Fattore di amplificazione		$a_g S$ Projektgebiet del sito
		Topogr. Verstärkung amplificazione topografica [S_T]	Stratigraph. Verstärkung Amplif. stratigrafica [S_S]	
B1 (2018)	0,053	1	1,2	0,063

Figura 9: Parametri dinamici sito

Per il sito in esame è possibile la progettazione semplificata come da NTC - D.M. 17 gennaio 2018 - Paragrafo 7.0 essendo $a_g S < 0,075$.

7 Azioni sulle strutture

7.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

7.1.1 Carichi permanenti (G)

Le azioni agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione d'intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione, costanti nel tempo:

- Peso proprio di tutti gli elementi strutturali; forze risultanti dalla pressione dell'acqua: G_1
 I pesi propri degli elementi strutturali sono determinati in base alle sezioni geometriche e ai pesi specifici corrispondenti, riportati nelle NTC 2018, § 3.1.2, Tab. 3.1.I.

Acciaio	78,50	kN/m ³
Calcestruzzo armato	25,00	kN/m ³
Calcestruzzo non armato	24,00	kN/m ³
Calcestruzzo alleggerito per massetti	16,00	kN/m ³
- Peso proprio di tutti gli elementi non strutturali: G_2
 I carichi permanenti portati derivano dalle densità dei materiali (pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili)
- Altre azioni permanenti: G_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.)
- Spostamenti e deformazioni
- Pretensione e precompressione: P
- Ritiro e viscosità
- Spostamenti differenziali

7.1.2 Carichi variabili (Q)

Le azioni variabili sulle strutture o sull'elemento strutturale con valori istantanei possono essere sensibilmente diverse fra loro nel tempo:

- Lunga durata: azioni che agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura.
- Breve durata: azioni che agiscono per un periodo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dagli schemi di carico come riportati nelle NTC 2018, § 5.1.3.3.3.

7.1.3 Carichi eccezionali (A)

Le azioni avvengono solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:

- Incendi
- Urti e impatti

7.1.4 Azioni sismiche (E)

Sono le azioni derivanti dai terremoti.

La distribuzione del livello di pericolosità attesa sul territorio nazionale, e in particolare in Alto Adige, è rappresentata in Figura 10.

Per il comune di Bolzano, e in particolare per il luogo in esame, l'accelerazione massima attesa al suolo, a meno dell'amplificazione stratigrafica, è $SLV: a_g/g = 0.050-0.075$.

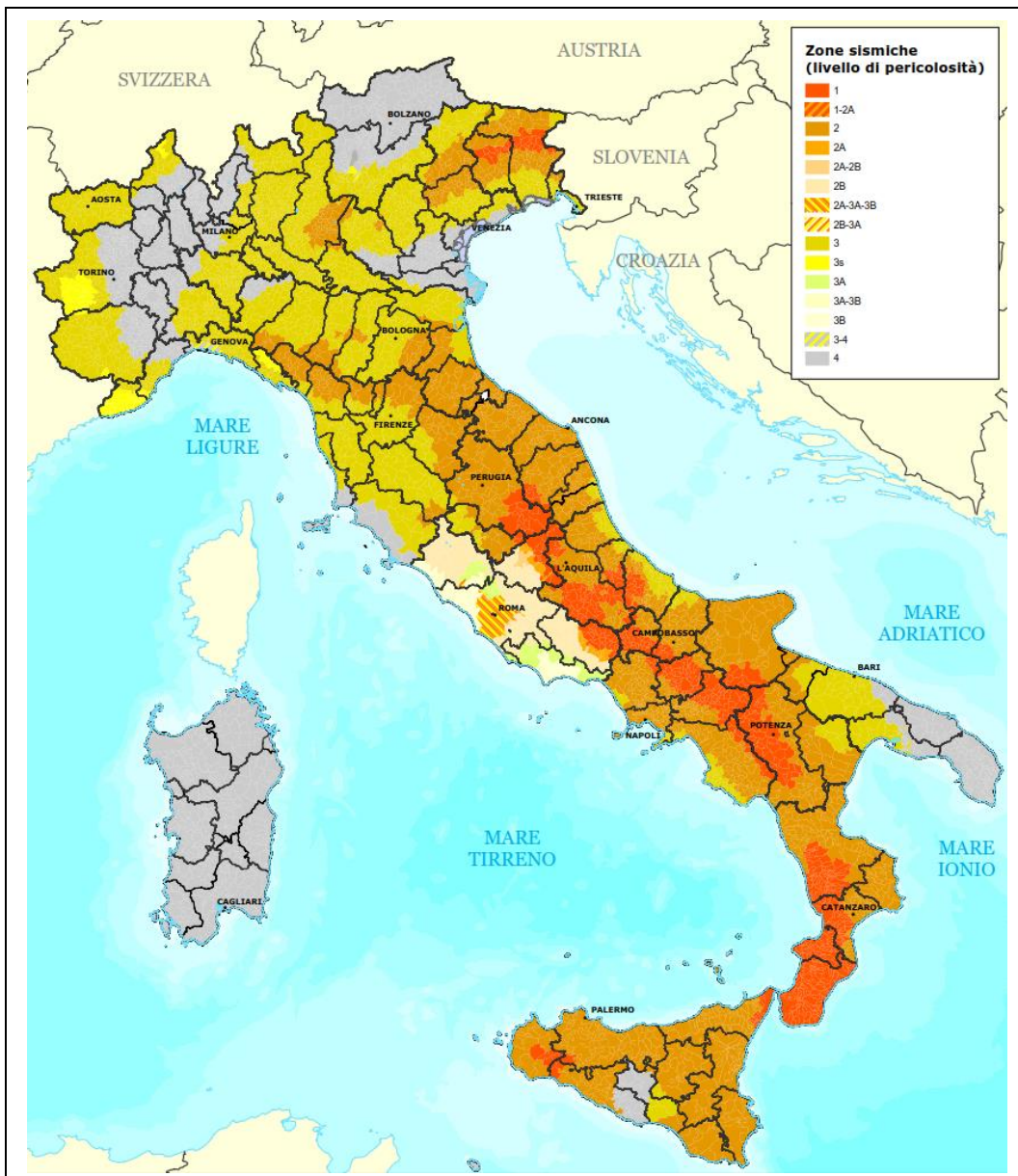


Figura 10: Zone sismiche 2015 (zonesismiche.mi.ingv.it)

7.2 Combinazioni delle azioni

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

- Combinazione fondamentale – SLU
 $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione caratteristica (rara) – SLE
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione frequente – SLE
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione quasi permanente – SLE
 $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$
- Combinazione sismica – SLU e SLE
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$
- Combinazione eccezionale – SLU
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

7.3 Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati dalla NTC 2018, § 5.1.3.14, tabella 5.1.V.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevole	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) sono compiutamente definiti si adottano per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

7.3.1 Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali γ_i sono dati dalla NTC 2018, § 4.3.3, §4.2.4.1.1, §4.4.6.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

- γ_c (calcestruzzo) = 1,50
- γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05
- γ_s (acciaio da armatura) = 1,15
- γ_v (connessioni) = 1,25

- γ_{M0} (resistenza delle sezioni) = 1,05
- γ_{M1} (resistenza all'instabilità delle membrature) = 1,05
- γ_{M1} (resistenza all'instabilità delle membrature, ponti) = 1,10
- γ_{M2} (resistenza nei riguardi della frattura delle sezioni tese) = 1,25

7.4 Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono dati dalla NTC 2018, § 5.1.3.14, Tab. 5.1.VI.

Azioni	Gruppo di azioni	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Azioni da traffico	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	A ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	In esecuzione	0,8	0,0	0,0
	A ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	In esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

8 Analisi dei carichi

8.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali è valutato in base al peso di unità di volume dei principali materiali strutturali (vedasi NTC 2018, § 3.1.2, Tab. 3.1.I).

Calcestruzzo armato (e/o precompresso): $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$

$H_{\text{impalcato}}$	peso proprio
55 cm	13,75 kN/m ²

Kommentar [H&B12]: Aggiornare spessore solai!

8.2 Peso proprio degli elementi non strutturali

I carichi permanenti non strutturali sono riportati nella "Pianta carichi" (vedasi § 8.7).

Kommentar [H&B13]:

8.3 Carichi accidentali

I carichi accidentali sono riportati nella "Pianta carichi" (vedasi § 8.7).

Kommentar [H&B14]:

8.4 Azioni del vento

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte.

Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite ivi compresi i parapetti.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua a dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

POSIZIONE: Impalcato Rio Campil
Calcolo azioni vento

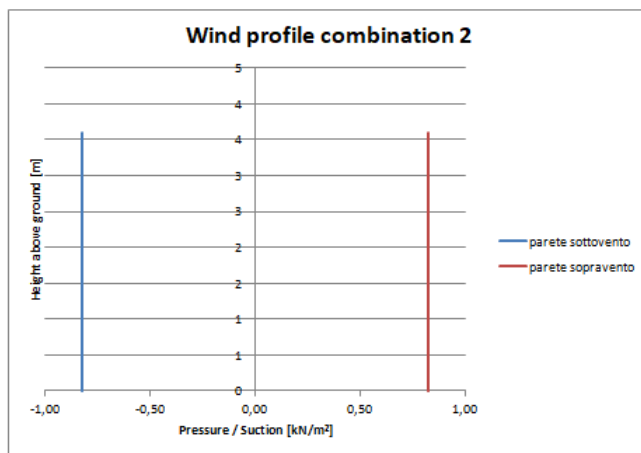
Parametri e circostanze ambientali

Valori dei parametri:		$V_{b,0}$	$a_{b,0}$	k_s
Zona	Descrizione	$V_{b,0}$ [m/s]	$a_{b,0}$ [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (eccezione: prov. di Trieste)	25	1000	0,400
Altitudine del sito		$a_s =$	262 [m s.l.m.]	
Velocità di riferimento (periodo di riferimento: 50 anni)		$V_b =$	25,0 m/s	
Periodo di ritorno		$T_R =$	50 a	
Coefficiente (rif. al periodo di riferimento)		$c_i =$	1,00	
Velocità di riferimento		$V_i =$	25,0 m/s	
Pressione cinetica di riferimento		$q_i =$	390,6 N/m ²	
Classe di rugosità del terreno				
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive			
Distanza dalla costa		$a =$	> 30 km	

Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_t	z_0 [m]	z_{min} [m]
4	0,22	0,30	8
Altezza al di sopra del terreno	$z =$	3 m	
Coefficiente di topografia	$c_t =$	1	
Coefficiente dinamico	$c_d =$	1	
Coefficiente di esposizione	$c_e =$	1,63	
Superficie aperture nella parete/superficie totale =	> 1/3		
Altezza della struttura	$h =$	3,6 m	
Larghezza della struttura	$b =$	12 m	
Lunghezza della struttura	$d =$	3,8 m	
	$h/d =$	0,95	
Coefficiente di attrito	$c_r =$	0,02	
Coefficiente per la pressione esterna	$c_{pe} =$	0,79 ...per parete sopravento -0,49 ...per parete sottovento -0,90 ...faccia laterale	
Coefficiente per la pressione interna	$c_{pi} =$	0,20 ...per parete sopravento -0,20 ...per parete sottovento	
Combinazione 1 (aperture < 1/3)	$c_{pi} =$	0,20 ...per parete sopravento -0,20 ...per parete sottovento	
Combinazione 2 (aperture > 1/3)	$c_{pi} =$	0,5 - 0,8 ...per parete sopravento 0,5 - 0,8 ...per parete sottovento	
(Combinazione peggiore)	$c_{pi} =$	0,5 - 0,8 ...per parete sottovento	
Combinazioni del coefficiente di forma			
Combinazione 1 (aperture < 1/3)	$c_p =$	1,0 ...per parete sopravento -0,69 ...per parete sottovento	
Combinazione 2 (aperture > 1/3)	$c_p =$	1,3 ...per parete sopravento -1,29 ...per parete sottovento	
Valida solo per aperture > 1/3 - parete con aperture sottovento			





Attenzione: solo rilevante se superficie aperture > 1/3
 Diagramma solo valido fino a bordo inf. tetto
 (eventuale cambio dell'angolo)

8.5 Azioni della neve

L'azione della neve è definita dalla normativa nazionale attraverso apposite formulazioni fino ad una quota di 150 metri sul livello del mare.

Il carico da neve da applicare alla struttura è stato analizzato in accordo alle NTC2018 considerando i seguenti dati di input:

- Comune di Bolzano;
- $a_s = 262$ m s.l.m.

Il carico di neve si considera non concomitante con i carichi da traffico.

AZIONI DELLA NEVE - Provincia Autonoma di Bolzano - Alto Adige
NTC2018; D.P.P. 18.10.2002, n. 43

Carico neve

Carico provocato dalla neve sulle coperture $q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$
Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.



Provincia

Bolzano

Comune

Bolzano

Altitudine centro comunale

262 m s.l.m.

Altitudine di riferimento della struttura

262 m s.l.m.

Carico neve al suolo

$h < 1500$ D.P.P. 18.10.2002, n. 43 $q_{sk} = 1,293 \cdot (1 + (a_s/728)^2)$ Si applica

$h \geq 1500$ NTC2018 $q_{sk} = 1,39 \cdot (1 + (a_s/728)^2)$ Non si applica

In mancanza di indagini ed analisi statistiche più precise sui carichi neve per il sito considerato, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, il carico di riferimento neve al suolo non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base all'espressione sopraindicata.

$q_{sk} = 1,46 \text{ kN/m}^2$

Coefficiente di esposizione

Normale

$C_E = 1,00$

Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

Coefficiente termico

$C_t = 1,00$

Coefficiente di forma per le coperture ad una o due falde

Angolo formato dalla falda con l'orizzontale, α

5°

$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu_1 = 0,80$

$\mu_1 = 0,80$

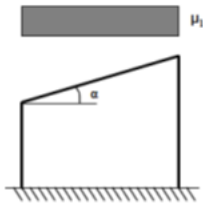
Condizione valida per entrambi i tipi di copertura

Assenza di vincoli

$\mu_1 = 0,80$

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Condizioni di carico per coperture ad una falda



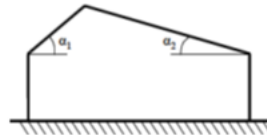
α_1	5°
$\mu_1(\alpha_1)$	0,80

	q_{s1}
I	1,17 kN/m ²

Condizione di carico da usare
I Con o senza vento

Condizioni di carico per coperture a due falde

- I $\mu_1(\alpha_1)$ $\mu_1(\alpha_2)$
 II $0,5 \mu_1(\alpha_1)$ $\mu_1(\alpha_2)$
 III $\mu_1(\alpha_1)$ $0,5 \mu_1(\alpha_2)$



α_1	5°
$\mu_1(\alpha_1)$	0,80

α_2	10°
$\mu_1(\alpha_2)$	0,80

	q_{s1}	q_{s2}
I	1,17 kN/m ²	1,17 kN/m ²
II	0,58 kN/m ²	1,17 kN/m ²
III	1,17 kN/m ²	0,58 kN/m ²

Condizione di carico da usare
I Neve senza vento
II + III Neve con vento: considerare la peggiore tra le condizioni di caso II e III

Conservativamente il carico da neve considerato nell'analisi strutturale è pari a 1,20 kN/m².

8.6 Azioni eccezionali

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni e urti.

8.6.1 Urti

I parapetti del ponte sul Rio Campill devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,50 kN/m applicata al corrimano.

8.7 Pianta carichi

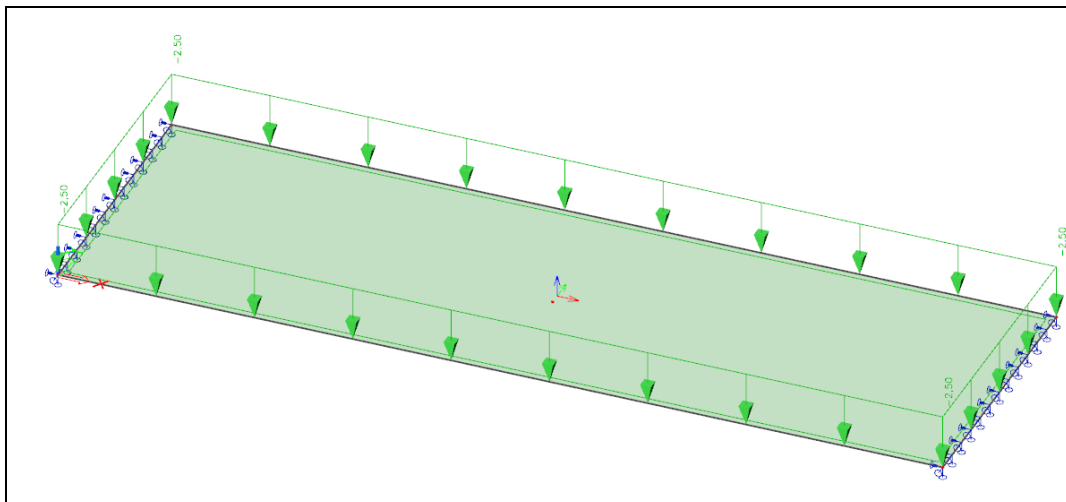


Figura 11: Carico permanente non strutturale (g2)

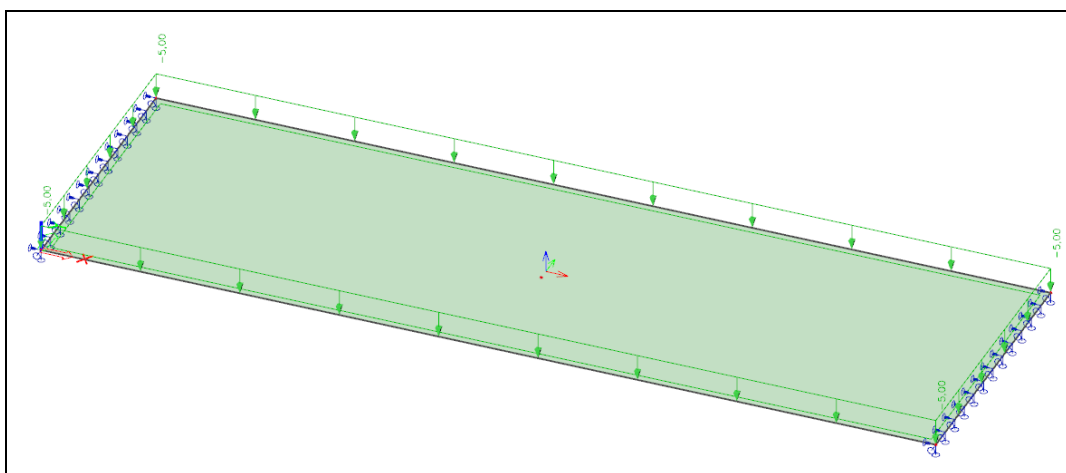


Figura 12: Carico accidentale (folla) (q1)

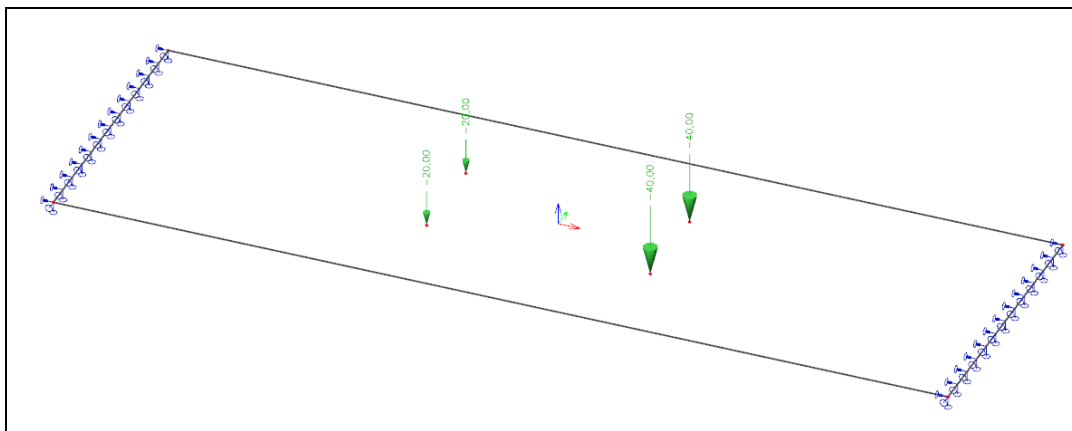


Figura 13: Carico accidentale (veicolo di soccorso o manutenzione) (q2)

9 Materiali

Le caratteristiche principali dei materiali, usati per la realizzazione delle strutture portanti, sono riportate nei seguenti paragrafi.

9.1 Calcestruzzo

Kommentar [H&B18]: Cancellare classi non utilizzate!

Classe di calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	32	N/mm ²
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube}, R_{ck}$	40	N/mm ²
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd}	18	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	40	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	f_{ctm}	3,0	N/mm ²
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale	$f_{ctk,0,05}$	2,1	N/mm ²
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale	$f_{ctk,0,95}$	3,9	N/mm ²
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	33000	N/mm ²
Deformazione di contrazione nel cls	ϵ_{c1}	2,2	‰
Deformazione ultima di contrazione nel cls	ϵ_{cu1}	3,5	‰
	ϵ_{c2}	2,0	‰
	ϵ_{cu2}	3,5	‰
	n	2,0	
	ϵ_{c3}	1,75	‰
	ϵ_{cu3}	3,5	‰

9.1.1 Classi di esposizione

I classi di esposizione sono dati dalla UNI 1992-1-1, § 4.2.

Classe	Descrizione dell'ambiente
1) Nessun rischio di corrosione o di attacco	
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.
2) Corrosione indotta da carbonatazione	
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato
XC2	Bagnato, raramente asciutto
XC3	Umidità moderata
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto
3) Corrosione indotta da cloruri	
XD1	Umidità moderata
XD2	Bagnato, raramente asciutto
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto
4) Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare	
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree
5) Attacco di cicli gelo/disgelo	
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare
6) Attacco chimico	
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1

9.2 Acciaio per cemento armato

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

		B450C
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto di snervamento	f_{yd}	391 N/mm^2
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	E	210000 N/mm^2

9.3 Acciai laminati

L' acciaio deve essere saldabile e qualificato. Si assume per tutte le classi di resistenza i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- Modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0,15$
- Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
(per temperature fino a 100°C)

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Figura 14: Laminati a caldo con profili a sezione aperta (NTC 2018, Tabella 4.2.I)

10 Strutture

10.1 Verifiche globali

In seguito sono riportati i calcoli di progetto e verifica degli elementi strutturali:

10.1.1 Analisi sismica

Zona d'intervento situata nel Comune di Bolzano,

Coordinate geografiche: Longitudine 11.376306, Latitudine 46.493594.

Quota piano campagna: +275,00m s.l.m.

Categoria topografica: T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Kommentar [W21]:

Kommentar [W22]: NTC2018 Tabella 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria di sottosuolo: B

Si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito da $F_h = 0,10 W \lambda$, essendo $a_s g = 0,065 < 0,075$, dove:

$\lambda = 1$;

$W = 630 \text{ kN}$ (peso proprio dell'impalcato)

Da cui si ricava:

$F_h = 70 \text{ kN}$

Descrizione

La struttura riflette accuratamente la geometria reale tridimensionale dell'impalcato e rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali delle masse, rigidezza e resistenza.

Le analisi seguite sono le seguenti:

- Analisi statica lineare per la valutazione degli effetti dell'azione del vento e degli effetti gravitazionali da combinare con sisma e vento
- Analisi statica lineare per la valutazione degli effetti dell'azione sismica secondo quanto descritto al punto § 7.3.3.2 delle NTC 2018

10.1.2 Verifica impalcato Ponte Rio Campill

Descrizione Impalcato Rio Campill

Tipologia Impalcato pieno unidirezionale

Dati geometrici lastra "Predalles" (5cm spessore) + getto integrativo c.a. (50cm)

Materiale

Classe di resistenza cls C32/40

Acciaio armature B450C

Classe di esposizione

XC4/XF2

Copriferro

Superiore c_{nom} 40 mm

Inferiore c_{nom} 40 mm

Modellazione L'impalcato è stato modellato in ambiente 3-D con elementi di tipo "plate"

Kommentar [sc23]:

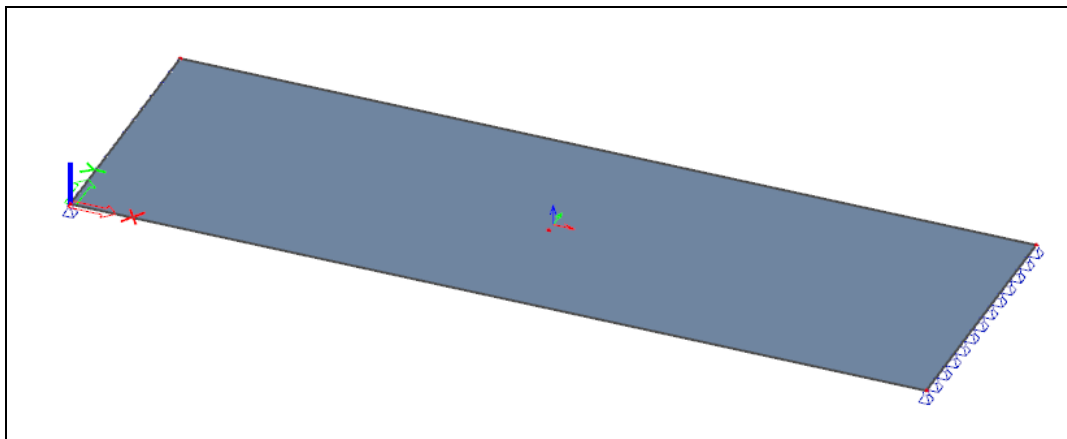


Figura 15: Modello di calcolo agli elementi finiti

10.1.2.1 Verifiche SLU

SLU: Stati limite ultimi – Azioni interne

Kommentar [H&B24]:

Si riporta di seguito l'involuppo dei momenti flettenti e sforzi assiali per la condizione di carico con la presenza di un veicolo sul ponte per operazioni di manutenzione o di soccorso (caso più gravoso rispetto alla condizione di carico con folla, q2).

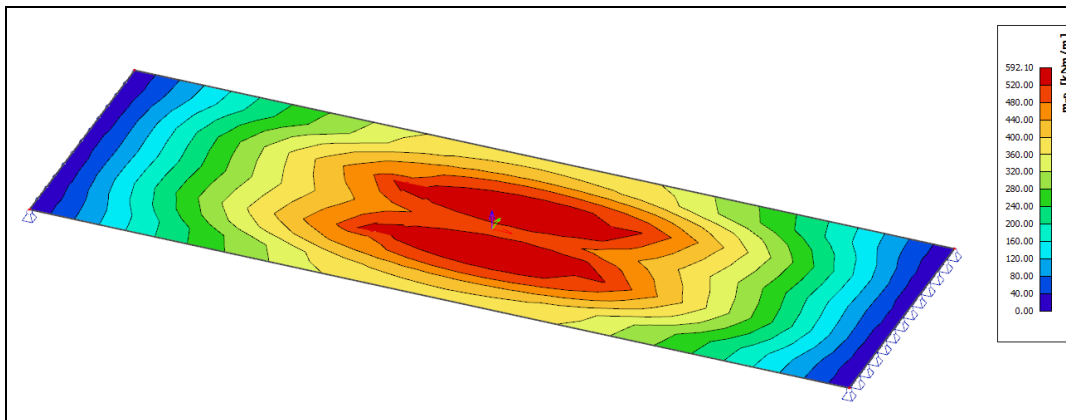


Figura 16: Involuppo momento flettente max. inferiore in direzione x-

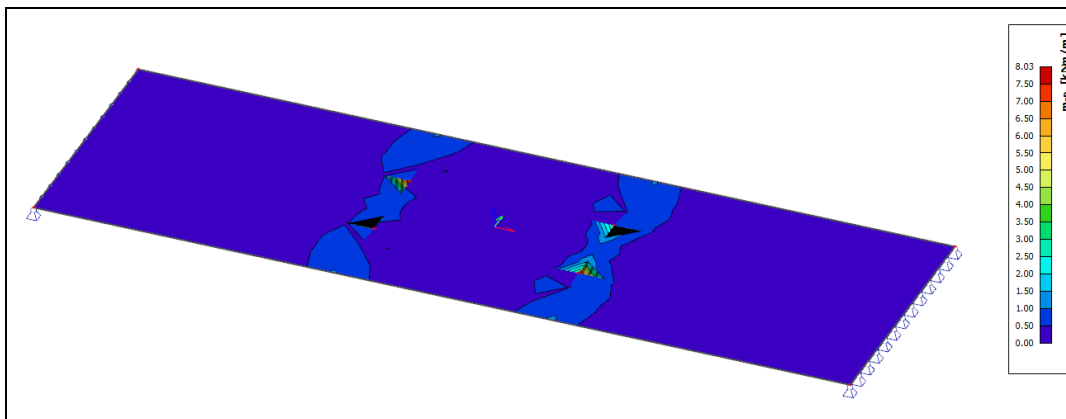


Figura 17: Involuppo momento flettente max. inferiore in direzione y-

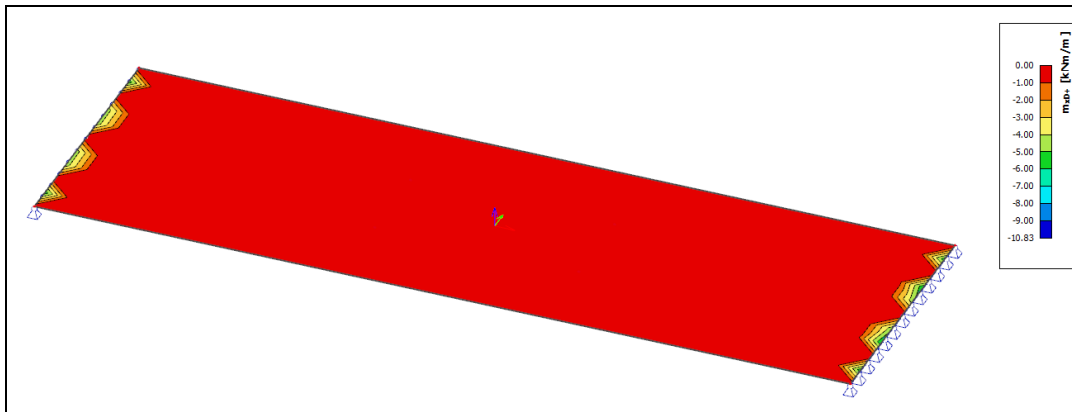


Figura 18: Involuppo momento flettente max. superiore in direzione x+

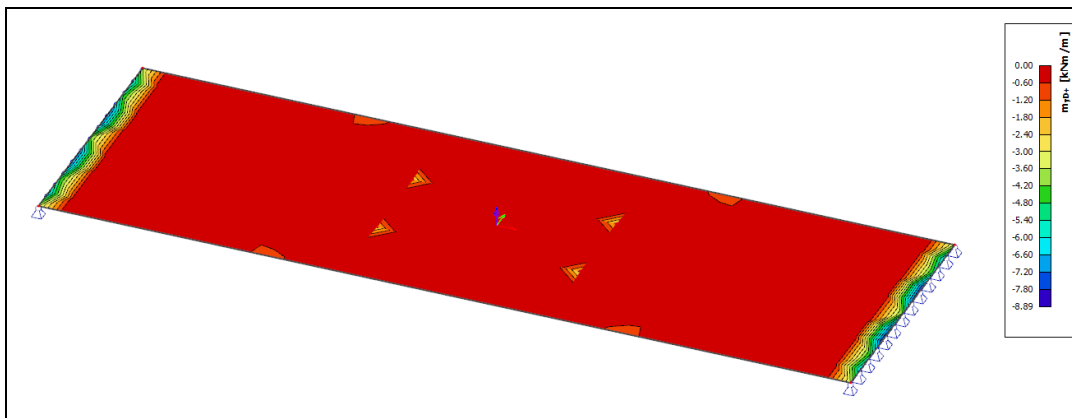


Figura 19: Involuppo momento flettente max. superiore in direzione y+

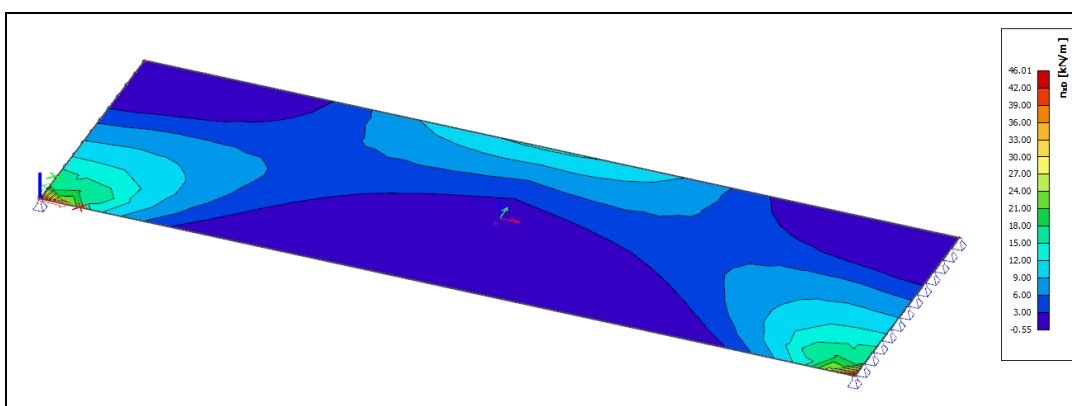


Figura 20: Involuppo degli sforzi normali in direzione x

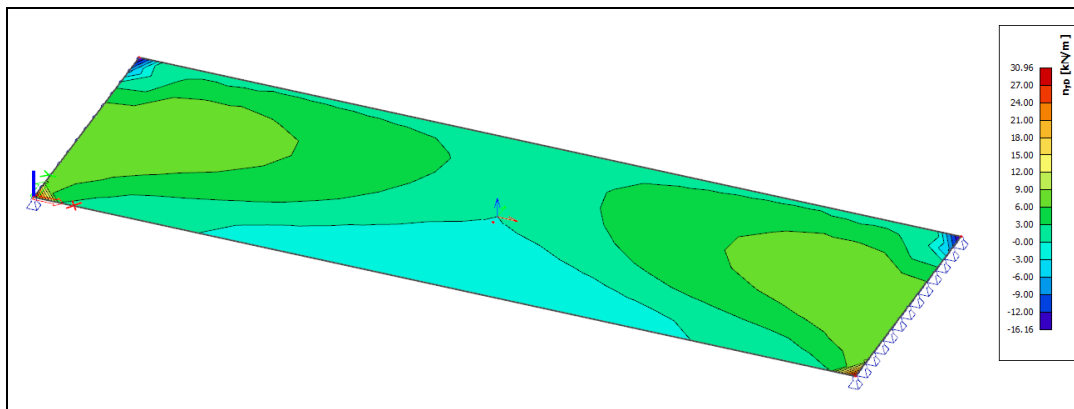


Figura 21: Involuppo degli sforzi normali in direzione y

SLU: Stati limite ultimi – Disposizione armatura

Kommentar [H&B25]:

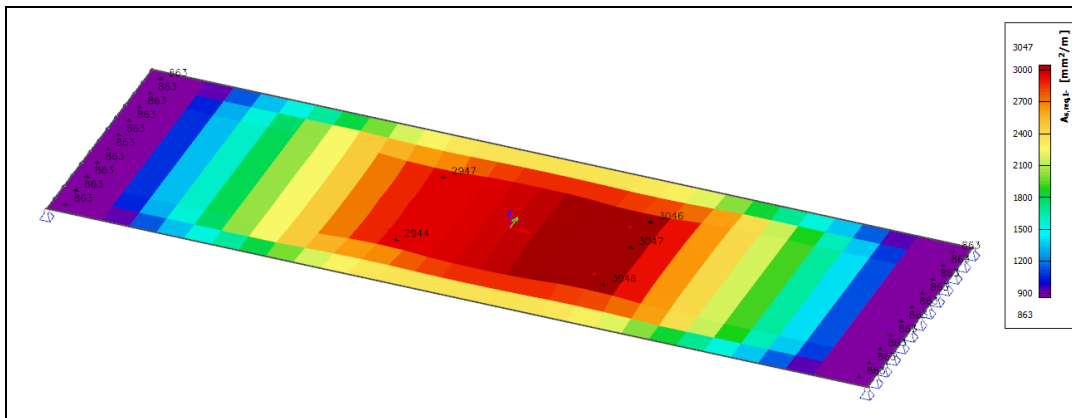


Figura 22: Involuppo armatura inferiore, 1a posa

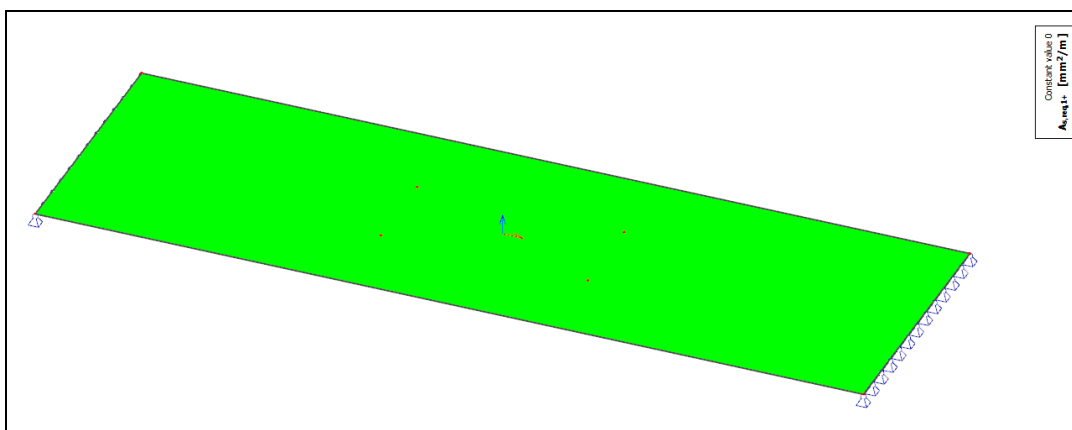


Figura 23: Involuppo armatura inferiore, 2a posa

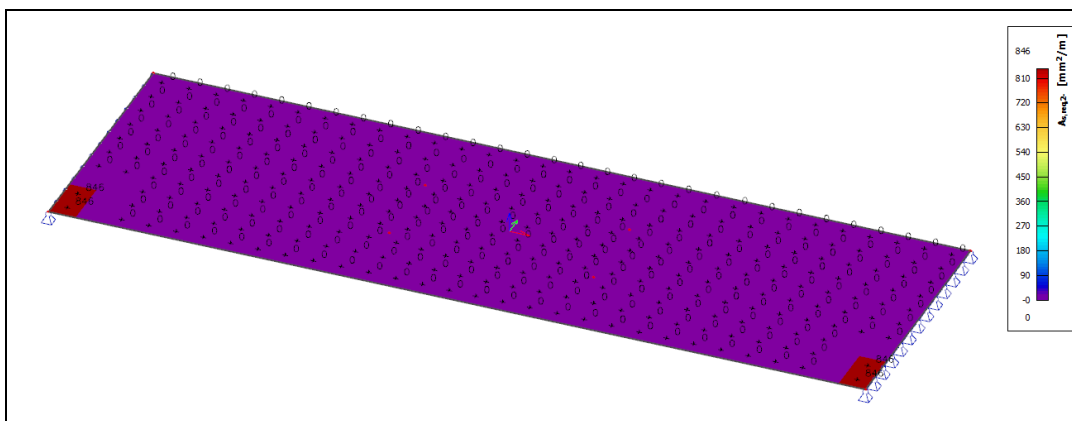


Figura 24: Involuppo armatura superiore, 1a posa

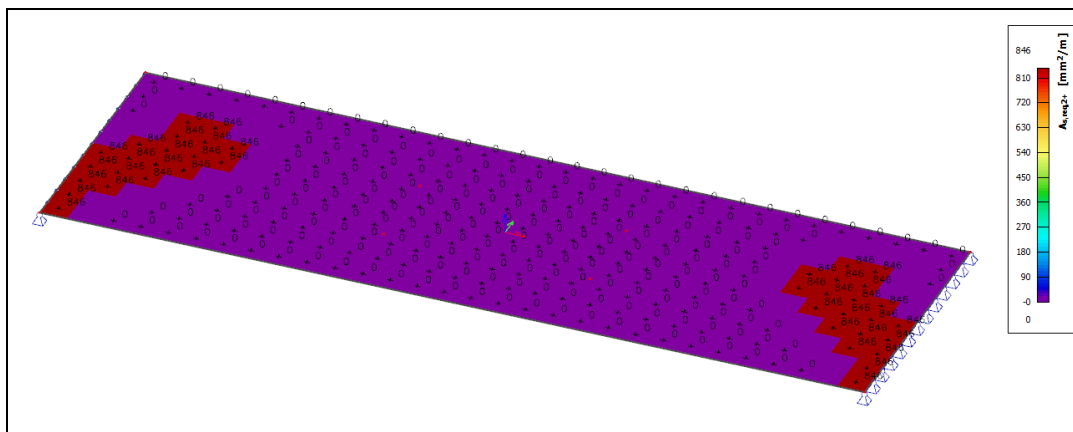


Figura 25: Involuppo armatura superiore, 2a posa

SLU: Stati limite ultimi – Flessione con o senza forza assiale

Verifica di attendibilità dei risultati ottenuti dal calcolo agli elementi finiti. È riportata la sezione più sollecitata a titolo esemplificativo.

POSIZIONE / POSITION: Impalcato ponte Rio Campil
Verifica M - N sezione rettangolare

Sollecitazioni

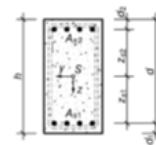
Momento flettente	M_{Ed}	600,0 kNm
Forza assiale	N_{Ed}	0,0 kN

Materiale

Classe calcestruzzo	C32/40	
Resistenza calcestruzzo	f_{cd}	18,1 N/mm ²
Classe acciaio	B450C	
Resistenza acciaio	f_{yd}	391 N/mm ²

Geometria

Altezza sezione	h	55,0 cm
Larghezza sezione	b	100,0 cm
Copriferro zona tesa	c_1	4,0 cm
Coriferro zona compressa	c_2	4,0 cm
Diam. staffe	ϕ	10 mm
Dist. asse arm. tesa - bordo	d_1	6,3 cm
Dist. asse arm. compressa - bordo	d_2	5,6 cm
Braccio forza normale	z_{n1}	21,2 cm



Riepilogo risultati

Altezza utile	d	48,7 cm
Momento flettente adimensionale	μ_d	0,140
Braccio della coppia interna	z	44,9 cm
Altezza zona compressa	x	9,1 cm
	ξ	0,187
	ζ	0,922
Armatura nec. zona tesa	A_{s1}	34,14 cm ²
Armatura nec. Zona compressa	A_{s2}	0,00 cm ²

Armatura di progetto

Armatura zona tesa	n°	ϕ [mm]	$A_{s1, vorh}$ [cm ²]
1. Strato	7,00	26	37,2
2. Strato			0,0
3. Strato			0,0
$A_{s1} [cm^2] =$			37,2
			> $A_{s1, nec} [cm^2] =$ 34,1
Armatura zona compressa	n°	ϕ [mm]	$A_{s2, vorh}$ [cm ²]
1. Strato	1,00	12	1,1
2. Strato			0,0
3. Strato			0,0
$A_{s2} [cm^2] =$			1,1
			> $A_{s2, nec} [cm^2] =$ 0,0

10.1.2.2 Verifiche SLE

SLE: Stati limite di esercizio – Controllo dell'inflessione

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è definito come $\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$

Kommentar [H&B26]: Limitazione delle deformazioni è da valutare per ogni progetto!

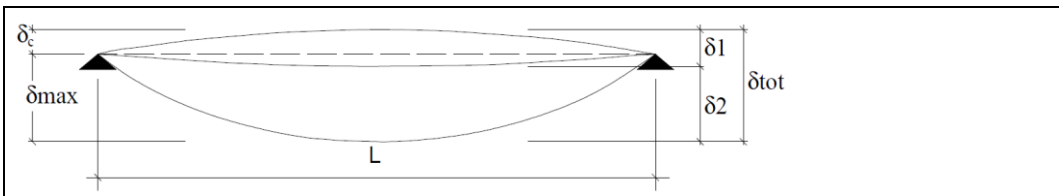


Figura 26: Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

Distanza fra gli assi teorici di due vincoli successivi

$L = 12,0 \text{ m}$

Limite di deformazione

$$\delta_{\text{max}} = L/250 = 48 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 13,5 \text{ mm} < \delta_{\text{max}}$$

Kommentar [H&B27]: L .. vedasi figura sopra

Kommentar [H&B28]:

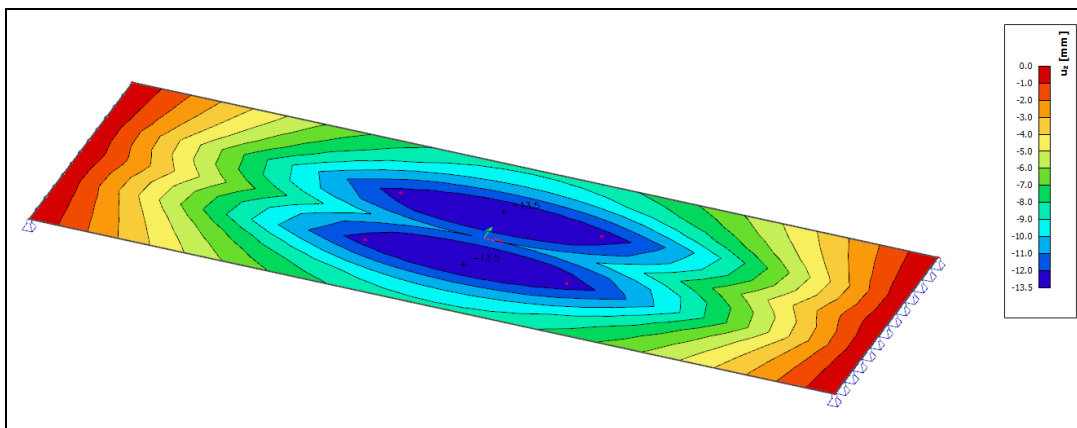


Figura 27: Deformazione solaio – Combinazione caratteristica

SLE: Stati limite di esercizio – Controllo della fessurazione

Kommentar [H&B29]:

La fessurazione deve essere limitata a un livello tale da non pregiudicare il corretto funzionamento o la durabilità della struttura o da renderne inaccettabile l'aspetto.

È raccomandato di fissare un'ampiezza limite di progetto delle fessure, w_{\max} , tenuto conto della funzione e della natura della struttura e dei costi inerenti alla limitazione dell'ampiezza stessa.

Limitazione delle ampiezze di progetto delle fessure ai valori di w_{\max} sotto la combinazione di carico quasi-permanente:

- $w_{\max} = 0,3\text{mm}$ per solai

Kommentar [H&B30]: Cancellare limitazione non utilizzata!

Momenti flettenti nel calcestruzzo – combinazione quasi permanente

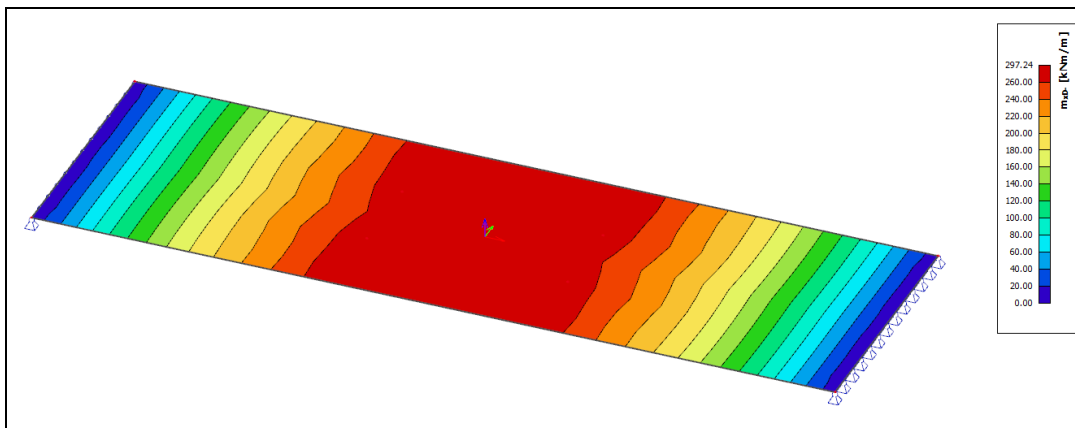


Figura 28: Involuppo momento flettente massimale in direzione x-

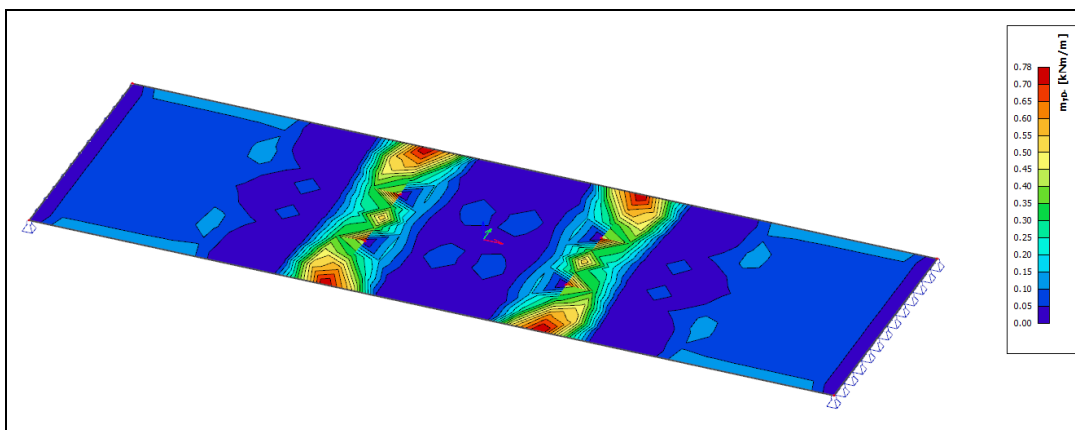


Figura 29: Involuppo momento flettente massimale in direzione y-

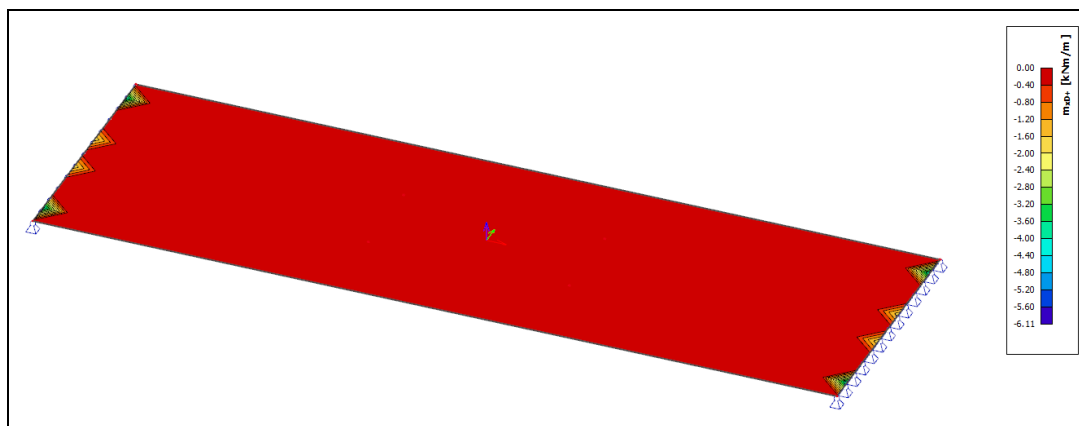


Figura 30: Inviluppo momento flettente massimale in direzione $x+$

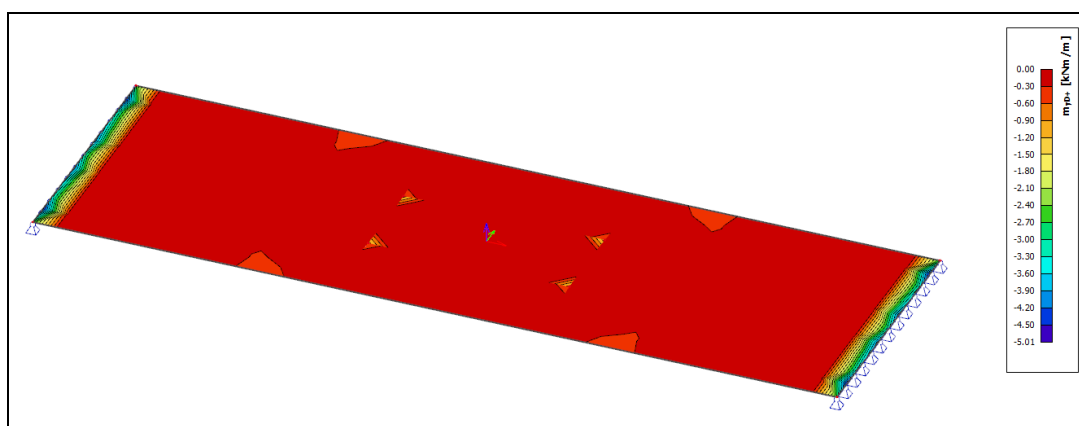


Figura 31: Inviluppo momento flettente massimale in direzione $y+$

Controllo della fessurazione – combinazione quasi permanente

POSIZIONE: Impalcato Rio Campill - Direzione X inferiore
Verifica dell'ampiezza delle fessure nelle piastre

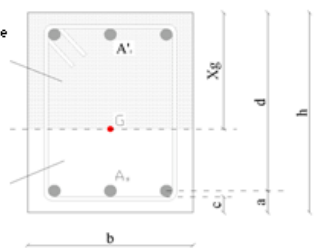
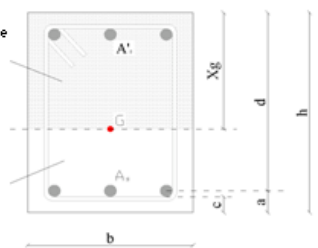
Sollecitazioni

Momento flettente	M_{ed}	300 kNm	$w_{d,max} =$	0,3 mm
Forza assiale	N_{ed}	0 kN		

Materiali

Classe calcestruzzo	C32/40	
	f_{ck}	32 N/mm ²
	f_{ctm}	3,02 N/mm ²
	E_{cm}	33346 N/mm ²
Classe acciaio	B450C	
	E_s	206000 N/mm ²
	$\alpha_E = E_s/E_{cm}$	6,18 $\alpha_{E,eff} \approx 15$

Geometria

Larghezza piastra	b	1000 mm					
Altezza totale	h	550 mm					
Copri ferro zona tesa	c _{nom}	40 mm					
Diametro staffa	ø	0 mm					
	c	40 mm					
Dist. asse arm. tesa - bordo	d ₁	53 mm					
Altezza utile	d	497 mm					
Armatura longitudinale							
	Barre Longitudinali Tese			Barre Longitudinali Compresse			
	ø [mm]	s [mm]	n	A _s [mm ²]	ø [mm]	s [mm]	A' _s [mm ²]
Arm. base	26	150	6,67	3540	12	150	754
Arm. aggiunt.			0,00	0			0
	f _{eq}	s _{md} [mm]		A _{s,T} [mm ²]	f _{eq}	s _{md} [mm]	A' _{s,T} [mm ²]
	26,00	150		3540	12,00	150	754
Altezza efficace per le fessure	h _{c,eff}	124 mm					
Sezione efficace	A _{c,eff}	124440 mm ²					
	r _{eff} = A _s /A _{c,eff}	0,0284					
Parametri	k _t	0,4					
	k ₁	0,8					
	k ₂	0,5					
	k ₃	3,4					
	k ₄	0,425					

Tensione Acciaio

Posizione dell' asse neutro	x_{ij}	177 mm	$S_y = 0$ ctrl	0
Baricentro	z_s	222 mm	$r = A_s/b \cdot d$	0,007
Momento flettente rif.	$M_{ed(N)}$	300 kNm	ξ	0,368
			ζ	0,877
Tensione acciaio	s_s	194 N/mm ²		

Caso di barre ravvicinate: $s_{md} \leq 5 \cdot (c + f/2)$

SI APPLICA

Distanza massima tra le fess.	Δs_{max}	291,3949278 mm
Deformazione unitaria media	$e_{s,m}$	0,000700753 [-]
Apertura delle fessure	w_d	0,20 mm
		< $w_{d,max} =$ 0,30 mm

10.1.3 Verifica trave testa micropali (Ponte sull'Isarco – sponda lato nord e lato sud)

Descrizione	Trave testa micropali
Dati geometrici	b/h/l = 150/230/780 cm (lato nord) b/h/l = 150/100/780 cm (lato sud)
Materiale	
Classe di resistenza cls	C32/40
Acciaio armature	B450C
Classe di esposizione	XC4/XF2
Copriferro	
Superiore c_{nom}	40 mm
Inferiore c_{nom}	40 mm

Kommentar [L31]:

Le travi di testa dei micropali sono state calcolate considerando le reazioni allo SLU+SLV fornite da TSC-Engineering come sotto riportato:

$R_z = 1322 \text{ kN}$ (ad ogni appoggio del ponte)

Da cui sono state calcolate le forze di taglio considerate nei fogli di calcolo sottostanti:

POSIZIONE / POSITION: Trave testa pali (Nord) - Ponte Isarco

Verifica della resistenza a taglio - rettangolo

Sollecitazioni					
	V_{Ed}		675,00	kN	
Materiale					
Classe calcestruzzo		C32/40			
Resistenza calcestruzzo	f_{cd}		18,13	N/mm ²	
Classe acciaio		B450C			
Resistenza acciaio	f_{yd}		391	N/mm ²	
Geometria					
Altezza sezione	h		230,0	cm	
Larghezza sezione	b		150,0	cm	
Altezza utile	d		207,0	cm	
Braccio della coppia interna	z		186,30	cm	
Inclinazione bielle compresse	θ		45 °		$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ OK
Parametro forza assiale	α_{cw}		1,00		
Parametro resistenza	v_1		0,52		
Riepilogo risultati					
Armatura a taglio nec.	a_{sw}		9,3	cm ² /m	
Sforzo di taglio massimo	$V_{Rd,max}$		13256	kN	$\geq V_{Ed}$ 675 kN
Armatura di progetto					
Armatura a taglio	N° braccia:	2		$a_{s,vorh}$	
		4		$a_{s,vorh}$	
		ø 16 / 20,0 cm		20,11	cm ² /m
		ø 12 / 20,0 cm		22,62	cm ² /m
	$a_{s,pres}$		42,7	cm²/m	$\geq a_{s,nec}$ 9,3 cm²/m

POSIZIONE / POSITION: Trave testa pali (Sud) - Ponte Isarco
Verifica della resistenza a taglio - rettangolo

Sollecitazioni					
	V_{Ed}		675,00	kN	
Materiale					
Classe calcestruzzo		C32/40			
Resistenza calcestruzzo	f_{cd}		18,13	N/mm ²	
Classe acciaio		B450C			
Resistenza acciaio	f_{yd}		391	N/mm ²	
Geometria					
Altezza sezione	h		100,0	cm	
Larghezza sezione	b		150,0	cm	
Altezza utile	d		90,0	cm	
Braccio della coppia interna	z		81,00	cm	
Inclinazione bielle compresse	θ		45 °		$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ OK
Parametro forza assiale	α_{cw}		1,00		
Parametro resistenza	v_1		0,52		
Riepilogo risultati					
Armatura a taglio nec.	a_{sw}		21,3	cm ² /m	
Sforzo di taglio massimo	$V_{Rd,max}$		5764	kN	$\geq V_{Ed}$ 675 kN
Armatura di progetto					
Armatura a taglio	N° braccia:	2		$a_{s,vorh}$	
		4		$a_{s,vorh}$	
		ø 16 / 20,0 cm		20,11	cm ² /m
		ø 12 / 20,0 cm		22,62	cm ² /m
	$a_{s,pres}$		42,7	cm²/m	$\geq a_{s,nec}$ 21,3 cm²/m

10.1.4 Verifica micropali verticali (Ponte sull'Isarco)

Descrizione Micropali verticali

Dati geometrici dia. palo=168mm
Dia. Perforazione = 220mm

Materiale
Acciaio S355 JR

Sono stati specificati micropali in acciaio 168,3mm x 8mm, di lunghezza pari a 10m/11,5m, ma con una lunghezza d'ancoraggio pari a 5m/6,5m (rispettivamente sulla sponda sud e nord del fiume), tenendo conto della quota di scavo pari a +268.60.

Il carico verticale in corrispondenza di ciascun appoggio del ponte sarà ripartito su un gruppo di sei micropali. Di seguito vengono riportati i risultati considerando il carico verticale pari a 1325 kN (SLU+SLV) come da progetto TSC Engineering:

POSIZIONE/POSITION: Micropali Ponte sull'Isarco (verticali)
Capacità portante

Coefficienti di riferimento

Tipologia pali:	Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr	Coefficiente impiegato nella seguente relazione:	ξ ₃
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:	1		
Sollecitazione di	Compressione		
	A1 C1	A2 C1	
	(STR)	(GEO)	
Combinazione:	A1+M1+R1	A1+M1+R3	
Coefficienti parziali per le azioni	Y _{G1}	1,30	1,30
(A _i)	Y _{G2}	1,50	1,50
	Y _{G3}	1,50	1,50
	Y _{Ed}	1,00	1,00
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici	Y _c	1,00	1,00
(M _i)	Y _{su}	1,00	1,00
	Y _f	1,00	1,00
Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche	(STR)	(GEO)	
Base	Y _b	1,00	1,35
Laterale in compressione	Y _{ls}	1,00	1,15
Totale*	Y _{lt}	1,00	1,30
Laterale in trazione	Y _{lt}	1,00	1,25

*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto

Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III	ξ ₁	---
	ξ ₂	---
Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV	ξ ₃	1,70
	ξ ₄	1,70
Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V	ξ ₅	---
	ξ ₆	---
Coefficiente di correlazione	ξ _{ult}	---
Valore definito dall'utente		

Geometria palo

Diametro palo: Ø = 0,22 m
Lunghezza palo: L = 5,00 m

Stratigrafia terreno

	Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' _k [kN/m²]	c _{uk} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]
1° strato	10,00	19,00	36,00	0,00		120,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						

* Valore definito dall'utente

Tipologia terreno		α _s	α _s *
1° strato	Ghiaia/ Kies	1,40	
2° strato			
3° strato			
4° strato			

* Valore definito dall'utente

±0,00

1°

2°

3°

4°

Carichi agenti									
	G_{1k}	G_{2k}	Q_k	$G_{1k} + Q_k$					
Carico verticale alla base, escluso peso proprio	200,0	390,0	330,0	920,00	kN				
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	4,75			924,75	kN				
Sollecitazione verticale totale di progetto							(STR)	(GEO)	
					su singolo palo	$E_d =$	1346,18 kN	1346,18 kN	
						$E_g =$	224,36 kN	224,36 kN	

Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	$\tan(\varphi)$	k	l_{calic} [m]	RI [m ²]	(STR) q_k [kN/m ²]	(GEO) q_k [kN/m ²]		(STR) Q_{sk} [kN]	(GEO) Q_{sk} [kN]
1° strato	0,73	0,41	5,00	3,46	168,00	168,00		580,57	580,57
2° strato									
3° strato									
4° strato									
								580,57	580,57
Carico limite di punta									
Profondità [m]	σ_z [kN/m ²]	φ [°]	c'_{ik} [kN/m ²]	c_{ik} [kN/m ²]	N_q [kN/m ²]	N_c [kN/m ²]	Q_{e*} [kN]	Q_{sk} [kN]	Q_{sk} [kN]
5,00	95,00							0,00	0,00
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale					$R_d =$	341,51	296,96		
Resistenza di progetto alla base					$R_d =$	0,00	0,00		
Resistenza di progetto					$R_{d, tot} =$	341,51 kN	296,96 kN		
Grado d'utilizzo					$\eta = E_d / R_d$	66%	76%		
Verifica a carico limite					$R_d \geq E_d$	Verifica OK	Verifica OK		

10.1.5 Verifica micropali inclinati (Ponte sull'Isarco)

Descrizione Micropali inclinati (angolo 15°)

Dati geometrici dia. palo=168mm
Dia. Perforazione = 220mm

Materiale

Acciaio S355 JR

Sono stati specificati micropali in acciaio 168,3mm x 8mm, di lunghezza pari a 10,5m, ma con una lunghezza d'ancoraggio pari a 5m, tenendo conto della quota di scavo pari a +268.60.

Il carico orizzontale in corrispondenza di ciascun appoggio del ponte sarà resistito da tre micropali inclinati. Di seguito vengono riportati i risultati considerando il carico orizzontale pari a 220 kN (SLU+SLV) come da progetto TSC Engineering, da cui ne risulta un carico assiale totale pari a: $220\text{kN}/\cos(75^\circ)=850\text{kN}$.

POSIZIONE/POSITION: Pali inclinati - Ponte sull'Isarco
Capacità portante

Coefficienti di riferimento

Tipologia pali: Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV: 1
Sollecitazione di Compressione

Coefficiente impiegato nella seguente relazione: ξ_3

	A1 C1	A2 C1
Combinazione:	(STR)	(GEO)
	A1+M1+R1	A1+M1+R3
Coefficienti parziali per le azioni		
(A _i)		
Y _{Ed}	1,30	1,30
Y _{Gd}	1,50	1,50
Y _{Qd}	1,50	1,50
Y _{Eni(w)}	1,00	1,00
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici		
(M _i)		
Y _c	1,00	1,00
Y _{cu}	1,00	1,00
Y _u	1,00	1,00

Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche

	(STR)	(GEO)
Base		
Y _b	1,00	1,35
Laterale in compressione		
Y _s	1,00	1,15
Totale*		
Y _t	1,00	1,30
Laterale in trazione		
Y _{st}	1,00	1,25

*da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto

Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III

ξ_1	---
ξ_2	---

Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV

ξ_3	1,70
ξ_4	1,70

Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V

ξ_5	---
ξ_6	---

Coefficiente di correlazione

Valore definito dall'utente

$\xi_{u/b}$	
-------------	--

Geometria palo

Diametro palo: $\phi = 0,22$ m
Lunghezza palo: L = 5,00 m

Stratigrafia terreno

	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c'_k [kN/m ²]	c_{uk} [kN/m ²]	q_{k*} [kN/m ²]
1° strato	10,00	19,00	36,00	0,00		120,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						

*) Valore definito dall'utente

Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermeyer

	Tipologia terreno	α_k	α_k^*
1° strato	Ghiaia/ Kies	1,40	
2° strato	Ghiaia/ Kies	1,40	
3° strato		---	
4° strato		---	

*) Valore definito dall'utente

±0,00

1°

A

B

2°

C

3°

D

4°

Carichi agenti									
	G_{1k}	G_{2k}	Q_k	$G_{1k} + Q_k$					
Carico verticale alla base, escluso peso proprio	0,0	0,0	570,0	570,00	kN				
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	4,75			574,75	kN				
Sollecitazione verticale totale di progetto						(STR)	(GEO)		
					per singolo palo	$E_d =$	861,18 kN	861,18 kN	
						$E_d =$	287,06 kN	287,06 kN	
Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	$\tan(\varphi)$	k	l_{calc} [m]	RI [m ²]	q_k [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	(STR) Q_{sk} [kN]	(GEO) Q_{sk} [kN]	
1° strato	0,73	0,41	5,00	3,46	168,00	168,00	580,57	580,57	
2° strato									
3° strato									
4° strato									
							580,57	580,57	
Carico limite di punta									
Profondità [m]	σ_z [kN/m ²]	φ [°]	c'_{tk} [kN/m ²]	c_{tk} [kN/m ²]	N_d [kN/m ²]	N_c [kN/m ²]	Q_{sk}^* [kN]	Q_{sk} [kN]	Q_{sk} [kN]
5,00	95,00							0,00	0,00
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale					$R_d =$	341,51	296,96		
Resistenza di progetto alla base					$R_d =$	0,00	0,00		
Resistenza di progetto					$R_{d,lim} =$	341,51 kN	296,96 kN		
Grado d'utilizzo					$\eta = E_d / R_d$	84%	97%		
Verifica a carico limite					$R_d \geq E_d$	Verifica OK	Verifica OK		

10.1.6 Verifica micropali verticali (Ponte sul Rio Campill)

Descrizione Micropali verticali

Dati geometrici dia. palo=168mm
Dia. Perforazione = 220mm

Materiale

Acciaio S355 JR

Sono stati specificati micropali in acciaio 168,3mm x 8mm, di lunghezza pari a 9m, ma con una lunghezza d'ancoraggio pari a 3,2m, tenendo conto della quota di scavo pari a +268.60.

Il carico verticale sarà ripartito su un gruppo di otto micropali. Di seguito vengono riportati i risultati considerando il carico verticale all'appoggio pari a 660 kN (SLU+SLV):

POSIZIONE/POSITION: Micropali Ponte Rio Campill (verticali)
Capacità portante

Coefficienti di riferimento

Tipologia pali: Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV: 1
Sollecitazione di Compressione

Coefficiente impiegato nella seguente relazione: 3

Coefficiente di correlazione per prove di carico statico Tab. 6.4.III

	(STR)	(GEO)
ξ_1	---	---
ξ_2	---	---

Coefficiente di correlazione per verticali indagate Tab. 6.4.IV

ξ_3	1,70	---
ξ_4	1,70	---

Coefficiente di correlazione per prove di carico dinamico Tab. 6.4.V

ξ_5	---	---
ξ_6	---	---

Coefficiente di correlazione
Valore definito dall'utente

$\xi_{6/9}$	---	---

Geometria palo

Diametro palo: $\phi = 0,22$ m
Lunghezza palo: L = 3,20 m

Stratigrafia terreno

	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	φ [°]	c'_k [kN/m ²]	c_{uk} [kN/m ²]	q_k^* [kN/m ²]
1° strato	10,80	19,00	36,00	0,00		120,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						

Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermeyer

Tipologia terreno	α_s	α_s^*
1° strato Ghiaia/ Kies	1,40	
2° strato Ghiaia/ Kies	1,40	
3° strato	---	
4° strato	---	

$\pm 0,00$

1°

A

B

C

D

2°

3°

4°

*) Valore definito dall'utente

Carichi agenti									
	G_{1k}	G_{2k}	Q_k	$G_{1k} + Q_k$					
Carico verticale alla base, escluso peso proprio	308,0	60,0	115,0	483,00	kN				
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	3,04			486,04	kN				
Sollecitazione verticale totale di progetto						(STR)	(GEO)		
						$E_d =$	666,85 kN	666,85 kN	
per singolo palo						$E_g =$	83,36 kN	83,36 kN	
Carico limite palo									
Carico limite per resistenza laterale									
	$\tan(\varphi)$	k	l_{calc} [m]	RI [m ²]	(STR) q_k [kN/m ²]	(GEO) q_k [kN/m ²]	(STR) Q_{sk} [kN]	(GEO) Q_{sk} [kN]	
1° strato	0,73	0,41	3,20	2,21	168,00	168,00	371,56	371,56	
2° strato									
3° strato									
4° strato									
Carico limite di punta							(STR) Q_{sk} [kN]	(GEO) Q_{sk} [kN]	
Profondità [m]	σ_z [kN/m ²]	φ [°]	c'_{vk} [kN/m ²]	c_{vk} [kN/m ²]	N_c [kN/m ²]	N_c [kN/m ²]	Q_{sk}^* [kN]	Q_{sk} [kN]	
3,20	60,80						0,00	0,00	
*) Valore definito dall'utente									
Resistenza di progetto laterale							$R_d =$	218,57	190,06
Resistenza di progetto alla base							$R_d =$	0,00	0,00
Resistenza di progetto							$R_{d, tot} =$	218,57 kN	190,06 kN
Grado d'utilizzo						$\eta = E_d / R_d$	38%	44%	
Verifica a carico limite						$R_d \geq E_d$	Verifica OK	Verifica OK	

10.1.7 Verifica micropali inclinati (Ponte sul Rio Campill)

Descrizione	Micropali inclinati (angolo 20°)
--------------------	----------------------------------

Dati geometrici dia. palo=168mm
Dia. Perforazione = 220mm

Materiale	
Acciaio	S355 JR

Sono stati specificati micropali in acciaio 168,3mm x 8mm, di lunghezza pari a 10,5m, ma con una lunghezza d'ancoraggio pari a 5m, tenendo conto della quota di scavo pari a +268.60.

Il carico orizzontale in corrispondenza di ciascun appoggio del ponte sarà resistito da due micropali inclinati. Di seguito vengono riportati i risultati considerando il carico orizzontale pari a 35 kN (SLV) da cui ne risulta un carico assiale totale pari a: $35\text{kN}/\cos(70^\circ)=102\text{kN}$:

POSIZIONE/POSITION: Micropali inclinati - Ponte Rio Campill																																												
Capacità portante																																												
Coefficienti di riferimento																																												
Tipologia pali:		Pali trivellati/Pfähle mit Hüllrohr ▼																																										
Numero prove secondo Tab. 6.4.IV:		1 ▼																																										
Sollcitazione di		Compressione ▼																																										
		A1 C1 ▼		A2 C1 ▼																																								
		Combinazione:		(STR)		(GEO)																																						
		A1+M1+R1		A1+M1+R3																																								
Coefficienti parziali per le azioni (A _i)		γ _{a1}		1,30		1,30																																						
		γ _{a2}		1,50		1,50																																						
		γ _{a3}		1,50		1,50																																						
		γ _{transl}		1,00		1,00																																						
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M _i)		γ _{c'}		1,00		1,00																																						
		γ _{cu}		1,00		1,00																																						
		γ _v		1,00		1,00																																						
Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche																																												
		(STR)		(GEO)																																								
Base		γ _b		1,00		1,35																																						
Laterale in compressione		γ _s		1,00		1,15																																						
Totale*		γ _t		1,00		1,30																																						
Laterale in trazione		γ _{st}		1,00		1,25																																						
*Jda applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prova di carico di progetto																																												
Geometria palo																																												
Diametro palo:		Ø =		0,22 m																																								
Lunghezza palo:		L =		3,80 m																																								
Stratigrafia terreno																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Profondità [m]</th> <th>γ [kN/m³]</th> <th>φ [°]</th> <th>c'_k [kN/m²]</th> <th>c_{ult} [kN/m²]</th> <th>q_k* [kN/m²]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1° strato</td> <td>10,80</td> <td>19,00</td> <td>36,00</td> <td>0,00</td> <td></td> <td>120,00</td> </tr> <tr> <td>2° strato</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>3° strato</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>4° strato</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>							Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' _k [kN/m²]	c _{ult} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]	1° strato	10,80	19,00	36,00	0,00		120,00	2° strato							3° strato							4° strato							±0,00 ▼ 1° A ▼ B ▼ C ▼ D ▼			
	Profondità [m]	γ [kN/m³]	φ [°]	c' _k [kN/m²]	c _{ult} [kN/m²]	q _k * [kN/m²]																																						
1° strato	10,80	19,00	36,00	0,00		120,00																																						
2° strato																																												
3° strato																																												
4° strato																																												
						*) Valore definito dall'utente																																						
Fattore incrementale secondo Baustamante - Doix e Ostermyer																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Tipologia terreno</th> <th>α_s</th> <th>α_s*</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1° strato</td> <td>Ghiaia/ Kies</td> <td>▼</td> <td>1,40</td> </tr> <tr> <td>2° strato</td> <td></td> <td>▼</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3° strato</td> <td></td> <td>▼</td> <td>---</td> </tr> <tr> <td>4° strato</td> <td></td> <td>▼</td> <td>---</td> </tr> </tbody> </table>										Tipologia terreno		α _s	α _s *	1° strato	Ghiaia/ Kies	▼	1,40	2° strato		▼		3° strato		▼	---	4° strato		▼	---	3° C ▼ 4° D ▼														
Tipologia terreno		α _s	α _s *																																									
1° strato	Ghiaia/ Kies	▼	1,40																																									
2° strato		▼																																										
3° strato		▼	---																																									
4° strato		▼	---																																									
*) Valore definito dall'utente																																												

Carichi agenti

	G_{1k}	G_{2k}	Q_k	$G_{1k} + Q_k$	
Carico verticale alla base, escluso peso proprio	0,0	0,0	70,0	70,00	kN
Carico verticale alla base, incluso peso proprio	3,61			73,61	kN

Sollecitazione verticale totale di progetto

	(STR)	(GEO)
$E_d =$	109,69 kN	109,69 kN
$E_g =$	54,85 kN	54,85 kN

Carico limite palo

Carico limite per resistenza laterale

	tan (φ)	k	l_{calc} [m]	RI [m ²]	q_k [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]
1° strato	0,73	0,41	3,80	2,63	168,00	168,00
2° strato						
3° strato						
4° strato						

(STR)	(GEO)
Q_{sk} [kN]	Q_{sk} [kN]
441,23	441,23
441,23	441,23

Carico limite di punta

Profondità [m]	σ_z [kN/m ²]	φ [°]	c'_{tk} [kN/m ²]	c_{uk} [kN/m ²]	N_q [kN/m ²]	N_c [kN/m ²]	Q_b^* [kN]
3,80	72,20						

Q_{bk} [kN]	Q_{bk} [kN]
0,00	0,00

*) Valore definito dall'utente

Resistenza di progetto laterale

Resistenza di progetto alla base

Resistenza di progetto

$R_d =$	259,55	225,69
$R_d =$	0,00	0,00
$R_{d,tot} =$	259,55 kN	225,69 kN

Grado d'utilizzo

$\eta = E_d / R_d$	21%	24%
--------------------	-----	-----

Verifica a carico limite

$R_d \geq E_d$	Verifica OK	Verifica OK
----------------	-------------	-------------

10.1.8 Verifica montante parapetto (Ponte sul Rio Campill)

Descrizione	Montante parapetto
Dati geometrici	Profilo cavo (SHS) 60x60x6.3 Altezza = 130cm Interasse = 150cm
Materiale	
Acciaio	S275 JR, zincato

Per ciascun montante è stato applicato un carico orizzontale pari a $1,5 \text{ kN/m} \times 1,5 \text{ m}$ (interasse) = $2,25 \text{ kN/m}$.

Di seguito si riportano i risultati:

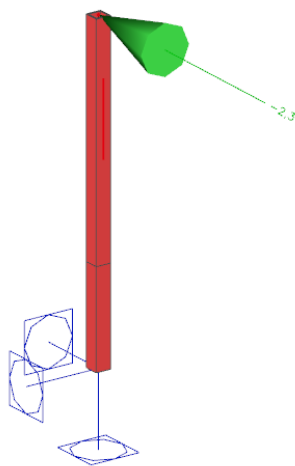


Figura 32: Carico orizzontale applicato a montante

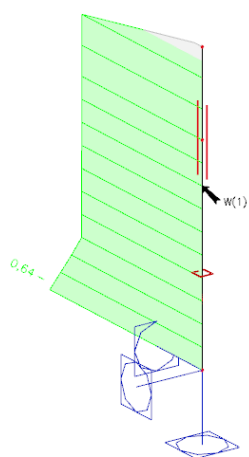


Figura 33: Coefficiente di utilizzo montante

EC-EN 1993 Steel check ULS

Linear calculation
Combination: SLU/STR
Coordinate system: Principal
Extreme 1D: Member
Selection: All

EN 1993-1-1 Code Check

National annex: Italian UNI-EN NA

Member B249	0,000 / 1,300 m	SHS60/60/6.3	S 275	SLU/STR	0,64 -
-------------	-----------------	--------------	-------	---------	--------

Combination key	
SLU/STR	$1.30 \cdot q_1 + 1.30 \cdot q_2 + 1.30 \cdot q_3 + 1.50 \cdot q_4$

Partial safety factors	
γ_{M0} for resistance of cross-sections	1,05
γ_{M1} for resistance to instability	1,05
γ_{M2} for resistance of net sections	1,25

Material		
Yield strength f_y	275,0	N/mm ²
Ultimate strength f_u	430,0	N/mm ²
Fabrication	Rolled	

Warning: The selected steel grade does not provide any thickness reduction.
The default yield strength is used independent of the thickness.
Please review the thickness reduction in the Material Library.

.....SECTION CHECK:....

The critical check is on position 0,000 m

Internal forces	Calculated	Unit
N_{Ed}	-0,2	kN
$V_{y,Ed}$	0,0	kN
$V_{x,Ed}$	-3,4	kN
T_{Ed}	0,0	kNm
$M_{y,Ed}$	4,4	kNm
$M_{z,Ed}$	0,0	kNm

Classification for cross-section design

Classification according to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal and Outstand parts according to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1 & 2

Id	Type	c [mm]	t [mm]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Ψ [-]	k_{σ} [-]	σ [-]	c/t [-]	Class 1 Limit [-]	Class 2 Limit [-]	Class 3 Limit [-]	Class
1	I	41	6	-191026,454	-191026,454								
3	I	41	6	-146174,078	146434,277	-1,0		0,5	6,5	66,5	76,6	114,6	1
5	I	41	6	191286,652	191286,652	1,0		1,0	6,5	25,9	31,4	35,1	1
7	I	41	6	146434,277	-146174,078	-1,0		0,5	6,5	66,5	76,6	114,6	1

Note: The Classification limits have been set according to Semi-Comp+.
The cross-section is classified as Class 1

Compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.4 and formula (6.9)

A	1,3100e-03	m ²
$N_{c,Rd}$	343,1	kN
Unity check	0,00	-

Bending moment check for M_y

According to EN 1993-1-1 article 6.2.5 and formula (6.12),(6.13)

$W_{pl,y}$	2,6000e-05	m ³
$M_{pl,y,Rd}$	6,8	kNm
Unity check	0,64	-

Shear check for V_z

According to EN 1993-1-1 article 6.2.6 and formula (6.17)

η	1,20	
A_v	6,5500e-04	m ²
$V_{pl,z,Rd}$	99,0	kN
Unity check	0,03	-

Combined bending, axial force and shear force check

According to EN 1993-1-1 article 6.2.9.1 and formula (6.31)

$M_{N,V,Rd}$	6,8	kNm
Unity check	0,64	-

Note: Since the shear forces are less than half the plastic shear resistances their effect on the moment resistances is neglected.

The member satisfies the section check.

...::STABILITY CHECK::...

Classification for member buckling design

Decisive position for stability classification: 0,000 m

Classification according to EN 1993-1-1 article 5.5.2

Classification of Internal and Outstand parts according to EN 1993-1-1 Table 5.2 Sheet 1 & 2

Id	Type	c [mm]	t [mm]	σ_1 [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	ψ [-]	k_σ [-]	α [-]	c/t [-]	Class 1 Limit [-]	Class 2 Limit [-]	Class 3 Limit [-]	Class
1	I	41	6	-191026,454	-191026,454								
3	I	41	6	-146174,078	146434,277	-1,0		0,5	6,5	66,5	76,6	114,6	1
5	I	41	6	191286,652	191286,652	1,0		1,0	6,5	25,9	31,4	35,1	1
7	I	41	6	146434,277	-146174,078	-1,0		0,5	6,5	66,5	76,6	114,6	1

Note: The Classification limits have been set according to Semi-Comp+.

The cross-section is classified as Class 1

Flexural Buckling check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Buckling parameters	yy	zz	
Sway type	sway	non-sway	
System length L	1,300	1,300	m
Buckling factor k	2,00	0,70	
Buckling length l_{cr}	2,603	0,910	m
Critical Euler load N_{cr}	188,4	1541,8	kN
Slenderness λ	120,04	41,96	
Relative slenderness λ_{rel}	1,38	0,48	
Limit slenderness $\lambda_{rel,0}$	0,20	0,20	

Note: The slenderness or compression force is such that Flexural Buckling effects may be ignored according to EN 1993-1-1 article 6.3.1.2(4).

Torsional(-Flexural) Buckling check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.1.1 and formula (6.46)

Note: The cross-section concerns a RHS section which is not susceptible to Torsional(-Flexural) Buckling.

Lateral Torsional Buckling check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.2.1

Note: The cross-section concerns an RHS section with 'h / b < 10 / $\lambda_{rel,z}$ '.

This section is thus not susceptible to Lateral Torsional Buckling.

Bending and axial compression check

According to EN 1993-1-1 article 6.3.3 and formula (6.61),(6.62)

Bending and axial compression check parameters		
Interaction method	alternative method 1	
Cross-section area A	1,3100e-03	m ²
Plastic section modulus $W_{pl,y}$	2,6000e-05	m ³
Design compression force N_{Ed}	0,2	kN
Design bending moment (maximum) $M_{y,Ed}$	4,4	kNm
Design bending moment (maximum) $M_{z,Ed}$	0,0	kNm
Characteristic compression resistance N_{Rk}	360,3	kN
Characteristic moment resistance $M_{y,Rk}$	7,2	kNm
Reduction factor χ_y	1,00	
Reduction factor χ_z	1,00	
Reduction factor χ_{LT}	1,00	
Interaction factor k_{yy}	0,79	
Interaction factor k_{zy}	0,47	

Maximum moment $M_{y,Ed}$ is derived from beam B249 position 0,000 m.

Maximum moment $M_{z,Ed}$ is derived from beam B249 position 0,000 m.

Interaction method 1 parameters		
Critical Euler load $N_{cr,y}$	188,4	kN
Critical Euler load $N_{cr,z}$	1541,8	kN
Elastic critical load $N_{cr,T}$	88132,9	kN
Plastic section modulus $W_{pl,y}$	2,6000e-05	m ³
Plastic section modulus $W_{pl,z}$	2,0500e-05	m ³
Elastic section modulus $W_{el,y}$	2,0500e-05	m ³
Second moment of area I_y	6,1600e-07	m ⁴
Second moment of area I_z	6,1600e-07	m ⁴
Torsional constant I_t	1,0200e-06	m ⁴
Method for equivalent moment factor $C_{my,0}$	Table A.2 Line 1 (Linear)	
Ratio of end moments ψ_y	0,00	
Equivalent moment factor $C_{my,0}$	0,79	
Factor μ_y	1,00	
Factor μ_z	1,00	
Factor ϵ_y	1644,52	
Factor $a_{1,T}$	0,00	

Interaction method 1 parameters		
Critical moment for uniform bending $M_{cr,0}$	250,2	kNm
Relative slenderness $\lambda_{rel,0}$	0,17	
Limit relative slenderness $\lambda_{rel,0,lim}$	0,27	
Equivalent moment factor C_{my}	0,79	
Equivalent moment factor C_{mLT}	1,00	
Factor b_{1T}	0,00	
Factor d_{1T}	0,00	
Factor w_y	1,27	
Factor w_z	1,27	
Factor η_{pl}	0,00	
Maximum relative slenderness $\lambda_{rel,max}$	1,38	
Factor C_{yy}	1,00	
Factor C_{zy}	1,00	

Unity check (6.61) = $0,00 + 0,51 + 0,00 = 0,51$ -

Unity check (6.62) = $0,00 + 0,31 + 0,00 = 0,31$ -

The member satisfies the stability check.