

urbanistica  
progettazione  
strutture  
impianti

Via Papa Giovanni XXIII, 9  
23822 - Bellano (LC)  
tel 0341.820 168  
archdellera@gmail.com

ARCHITETTO EUGENIO DELL'ERA

Comune di Bellano  
Provincia di Lecco



## COSTRUZIONE DI NUOVO MARCIAPIEDE IN VIA PER COLICO

### PRIMO TRATTO

## PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN C.A.

Allegato 12

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



IL PROGETTISTA

Data: 15 dicembre 2022

Aggiornamenti :

Comune di Bellano - Via Vittorio Veneto 23

## RELAZIONE SULLE STRUTTURE E SUGLI IMPIANTI

La presente relazione descrittiva sulle strutture e sugli impianti è allegata al progetto esecutivo.

Il percorso turistico a progetto fiancheggerà la SP72 del Lago di Como, partendo dal limite iniziale del parcheggio dell'Ospedale di Bellano sino al limite del giardino a lago di proprietà Residenza Santa Maria, posto sotto il livello della strada

Per individuare la tipologia e la definizione degli interventi sono stati effettuati diversi sopralluoghi anche con tecnici specializzati. A seguito di tali analisi sono stati quindi definiti i criteri costruttivi del percorso a lago e le strutture da adottare.

Preliminarmente è stato analizzato il contesto morfologico e stratigrafico del luogo ed è stato rilevato la consistenza costruttiva dei muri di sostegno della strada. Tali manufatti sono in pietrame e malta e realizzati probabilmente a seguito della riqualificazione della strada, allora statale, nel 1927 a cura dell'Impresa Peduzzi di Schignano

Pertanto si è deciso di realizzare un elemento a sé stante, che non vada a gravare sul muro esistente. Nei tratti a sbalzo si è quindi deciso di adottare la seguente soluzione:

- La struttura del marciapiede, di larghezza massima di m. 1.50, sarà realizzata con mensola a sbalzo in c.a., putrelle in ferro e lamiera collaborante, contrappeso in blocco di calcestruzzo per non gravare in alcun modo sul muro di sostegno della SP72 di proprietà provinciale.

In questo modo verrà realizzata sopra la strada di accesso al giardino della Residenza Santa Maria (primo tratto)

Nel tratto precedente sono state adottate soluzioni diverse, poiché il percorso avrà tipologie costruttive differenti e poco invasive.

Per quanto riguarda le reti pubbliche, sotto il piano stradale, in corrispondenza del costruendo marciapiede, corre la linea telefonica/cavi dati, che dovrà essere riposizionata ad una quota inferiore e richiederanno una particolare cura ed attenzione.

I lavori verranno inoltre ad interessare gli allacci di acquedotto, rete elettrica e gas dei prospicienti fabbricati.

Per lo spostamento dei sottoservizi sarà necessario concordare preventivamente le modalità operative con gli Enti proprietari e richiederà comunque l'intervento di loro tecnici specializzati.

Bellano, 15 dicembre 2022



Arch. Eugenio Dell'Era

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Eugenio Dell'Era", written over a horizontal line.

## RELAZIONE TECNICA E DICALCOLO

Marciapiede nel Comune di Bellano

Strada Provinciale 72 in corrispondenza del tratto tra il Km 69,400 ed il km 69,460



Il progettista

Ing. Mariani Marco



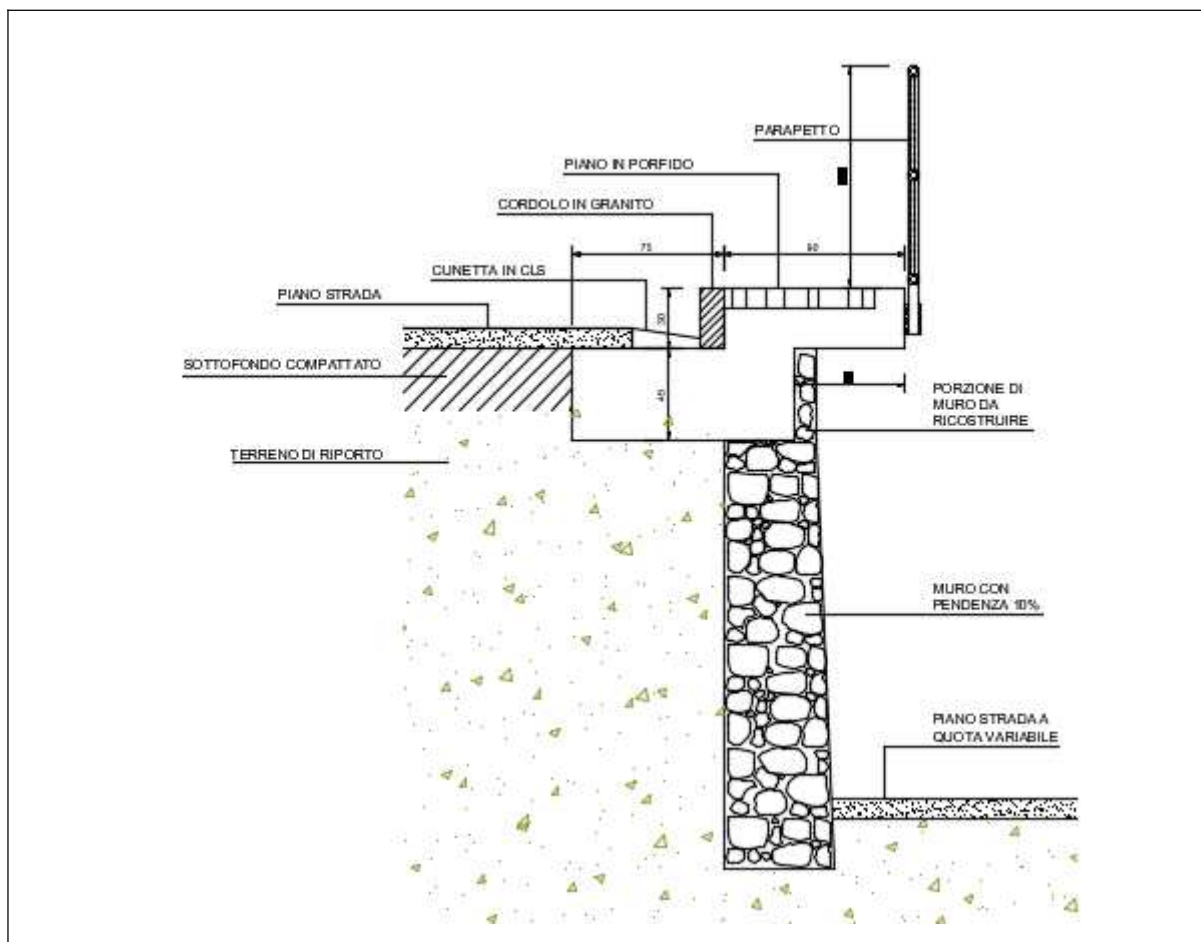
## Sommario

1) Generalità.....	2
1.1 Descrizione.....	2
1.2 Descrizione.....	3
1.3 Metodo di calcolo .....	4
1.4 Classe della struttura e vita utile.....	4
2) Materiali impiegati.....	4
2.1 Calcestruzzo .....	4
2.2 Acciaio d'armatura per c.a. ....	5
2.3 Muratura esistente di contenimento.....	5
3) Analisi dei carichi.....	8
3.1 Carichi agenti sul marciapiede .....	8
4) Relazione di calcolo.....	9
4.1 Sollecitazioni marciapiede .....	9
4.1.1 Calcolo armatura sbalzo.....	10
4.1.2 Calcolo armatura di ripartizione.....	10
4.1.3 Verifica a flessione .....	11
4.1.3 Verifica alla freccia.....	11
4.1.3 Verifica a taglio.....	11
4.2 Verifica equilibrio.....	12
4.3 Verifica elementi muro .....	13
4.4 Verifica parapetto .....	14
4.4.1 Verifica saldatura su piastra.....	15
4.4.2 Verifica piastra .....	15

## 1) Generalità

### 1.1 Descrizione

Oggetto della presente relazione è il calcolo del marciapiede a sbalzo, costruito oltre il muro della S.P. 72 fra il km 69,400 ed il km 69,460 e del parapetto posizionato sullo sbalzo della struttura in questione.



Come si vede dallo schema soprastante, il marciapiede ha uno sbalzo di 0,55 m oltre la testa del muro di sostegno ed uno spessore di 20 cm, che diventano 30 considerando la pavimentazione in porfido e il cordolo di contenimento all'estremità dello sbalzo. Il banchettone di fondazione sarà realizzato sotto la carreggiata stradale ed avrà una sezione di 1,10x0,45 m. Per l'ancoraggio del banchettone si prevede di eseguire il getto del calcestruzzo direttamente sulla muratura sottostante in sasso e sul terreno compattato del sottofondo stradale in modo che la rugosità delle due superfici non permetta la traslazione del manufatto, l'equilibrio alla rotazione invece sarà garantito dalle masse stabilizzanti che equilibrano le sollecitazioni prese in conto nella fase di progetto.

## 1.2 Descrizione

**L. 05.11.1971 n. 1086**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica

**D.M. 17.01.2018**

Norme tecniche per le costruzioni e Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni".

## 1.3 Metodo di calcolo

Ai fini delle verifiche di sicurezza è stato adottato il metodo agli stati limite.

## 1.4 Classe della struttura e vita utile

L'opera in oggetto, secondo quanto previsto al § 2.4 delle NTC, sarebbe così classificata:

- Tipo di costruzione 2 : opere ordinarie con vita nominale  $VN \geq 50$  anni;
- Classe d'uso II : coefficiente d'uso  $C_u = 1,0$ ;

ma, come disposto dalla direttiva per l'applicazione delle precedenti NTC D.M. 14/01/2008 emanata dalla PAT, per le nuove progettazioni di opere pubbliche, la vita nominale della struttura è stata considerata  $VN \geq 100$  anni.

## 2) Materiali impiegati

### 2.1 Calcestruzzo

Resistenza cubica a compressione	valore caratteristico	Rck	30	N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza parziale per il cls	valore per SLU	$\gamma_m$	1,50	
Coefficiente per effetti a lungo termine		$\alpha_{cc}$	0,85	

Modulo elastico	E	$22.000 \times (f_{cm}/10)^{0,3}$	31447 N/mm <sup>2</sup>
-----------------	---	-----------------------------------	-------------------------

Resistenza cilindrica a compressione	Valore medio	$f_{cm}$	$f_{ck} + 8$	32,90 N/mm <sup>2</sup>
	valore caratteristico [5%]	$f_{ck}$	$0,83 \times R_{ck}$	24,90 N/mm <sup>2</sup>
	Valore di calcolo	$f_{cd}$	$\alpha f_{ck} / \gamma_m$	14,11 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza cilindrica a trazione	Valore medio	$f_{ctm}$	$0,30 \times f_{ck}^{2/3}$	2,56 N/mm <sup>2</sup>
	valore caratteristico [5%]	$f_{ctk}$	$0,70 \times f_{ctm}$	1,79 N/mm <sup>2</sup>
	valore caratteristico [95%]	$f_{ctk}$	$1,30 \times f_{ctm}$	3,33 N/mm <sup>2</sup>
	Valore di calcolo	$f_{ctd}$	$f_{ctk} / \gamma_m$	1,19 N/mm <sup>2</sup>

Resistenza cilindrica a trazione perflex	Valore medio	f <sub>cfm</sub>	1,20 x f <sub>ctm</sub>	3,07 N/mm <sup>2</sup>
	valore caratteristico [5%]	f <sub>cfk</sub>	0,70 x f <sub>cfm</sub>	2,15 N/mm <sup>2</sup>
	Valore di calcolo	f <sub>cf<sub>d</sub></sub>	f <sub>cfk</sub> /γ <sub>m</sub>	1,43 N/mm <sup>2</sup>

Limiti DM 17/01/2018 allo SLE	Combinazione caratteristica	σ <sub>c</sub>	< 0,6 · f <sub>cfk</sub>	14,94 N/mm <sup>2</sup>
	valore caratteristico [5%]	f <sub>cfk</sub>	< 0,45 · f <sub>cfk</sub>	11,21 N/mm <sup>2</sup>

## 2.2 Acciaio d'armatura per c.a.

Di seguito si riportano le tensioni di riferimento ed i parametri di calcolo delle barre d'armatura per calcestruzzo impiegato.

Barre d'acciaio da calcestruzzo B450C	
Coefficiente di sicurezza γ <sub>s</sub>	1,15
<b>Valore resistenza</b>	
Tensione caratteristica di snervamento f <sub>yk</sub>	450,00 MPa
Tensione caratteristica di rottura f <sub>uk</sub>	540,00 MPa
Tensione di progetto di snervamento f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / γ <sub>c</sub>	391,30 MPa
Tensione di progetto di rottura f <sub>ud</sub> (valore assunto a favore di sicurezza)	450,00 MPa
<b>Limite di deformazione delle barre</b>	
Allungamento a rottura (A <sub>gt</sub> ) <sub>k</sub>	0,0750
Limite di calcolo della deformazione a rottura ε <sub>f max</sub>	0,0675
<b>Limiti D.M. 14/01/2008 allo S.L.E.</b>	
Tensione limite allo S.L.E. 0.8 f <sub>yk</sub>	360,00 MPa

In sede di progettazione si sono assunti convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

- modulo elastico E<sub>s</sub> = 200000 MPa;
- Densità γ = 7850 kg/m<sup>3</sup>.

## 2.3 Muratura esistente di contenimento

Per quanto riguarda la muratura del muro di contenimento della strada SP 72 è stato necessario procedere ad indagini atte a definire il livello di conoscenza appropriato delle strutture e il relativo fattore di confidenza.

Sono state acquisite le informazioni della geometria della muratura, i dettagli costruttivi e le proprietà meccaniche dei materiali tenendo conto di quanto esplicitato nella tabella C8A.1.1 della Circolare n.671/2009 ancora vigente, riportata a seguire.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete. Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Le struttura del muro è stata oggetto di attenta osservazione in sito, il muro è stato ispezionato rilevando uniformità di materiali ed esecuzione.

Nello specifico, le osservazioni in sito hanno confermato che trattasi tipologicamente e mediamente di murature in pietre a spacco con buona tessitura, così come dalla Tabella C8A.2.1 della Circolare n.617/2009.

I valori di resistenza ed i moduli elastici assunti nelle verifiche sono prudenzialmente quelli medi della tabella C8A.2.1.

I coefficienti correttivi assunti per le murature trattate sono quelli della Tabella C8A.2.2 della stessa Circolare n.617/2009.

Date le indagini eseguite, si considera in via prudenziale un livello di conoscenza LC3 (adeguato) e fattore di confidenza FC=1.35



Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w (kN/m <sup>3</sup> )
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq$ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intarr
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	
Muratura a blocchi lapidei squadri	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	

\* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Considerando in via prudenziale un livello di conoscenza LC3 (adeguato) e fattore di confidenza FC=1.35 risulta la seguente riepilogativa delle caratteristiche dei materiali esistenti posti alla base dei calcoli di verifica.

Resistenza caratteristica a taglio	fvko	0,056	N/mm <sup>2</sup>
Coeff. Di attrito del materiale	μ	0,40	
Resistenza caratteristica a compressione	fk	2,2	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico normale di calcolo	E	1500	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico tagliante di calcolo	E	500	N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico caratteristico	γ	21	KN/m <sup>3</sup>
Coeff di sicurezza del materiale	γm	2	
Fattore di confidenza	FC	1,35	

### 3) Analisi dei carichi

#### 3.1 Carichi agenti sul marciapiede

I carichi agenti derivano dall'utilizzo del marciapiede, è stato volutamente realizzato un marciapiede con gradino di altezza maggiore di 20cm in modo da impedire che una ruota di un automezzo in transito possa gravare sulla soletta del marciapiede, il normale utilizzo implica dunque oltre ai carichi fissi strutturali e non strutturali delle componenti del marciapiede anche i carichi variabili di folla e

spinta sul parapetto. Per il calcolo di dimensionamento strutture si considera un concio di marciapiede di lunghezza 1m.

Peso proprio struttura			
Elemento	Spessore [cm]	Peso volume [KN/m <sup>3</sup> ]	Peso [KN/ml]
Sbalzo marciapiede	30	25,00	7,50
Banchettone di fondazione	45	25,00	11,25

Carichi portati permanenti			
Elemento	Spessore [cm]	Peso volume [KN/m <sup>3</sup> ]	Peso [KN/ml]
Porfido	10	26,00	2,60
Parapetto in ferro			0,50

Carichi variabili accidentali			
Elemento	Spessore [cm]	Peso volume [KN/m <sup>3</sup> ]	Peso [KN/ml]
Folla su marciapiede		4,00	4,00
Spinta su parapetto			1,20

Per il calcolo si considera il parapetto alto 110cm.

## 4) Relazione di calcolo

### 4.1 Sollecitazioni marciapiede

La soletta del marciapiede è realizzata in parte a sbalzo ed ha una luce di 55cm il marciapiede è realizzato con uno spessore di 20cm con un cordolo ad una estremità che deborda di 10cm in modo da contenere la pavimentazione in porfido. Sul lato opposto verso la sede stradale il cordolo è in sasso ed è fissato alla pavimentazione del banchettone in calcestruzzo. Il cordolo in questo caso ha il compito di contenere la pavimentazione in porfido e di impedire che una ruota di un automezzo in transito possa gravare sulla soletta del marciapiede.

Analisi dei carichi

Carichi permanenti G

Soletta in cemento armato sp.20cm  $0,20 \cdot 25,00 \cdot 1 = 5,00 \text{ KN/m}$

Pavimento in porfido sp.10cm  $0,10 \cdot 26,00 \cdot 1 = 2,60 \text{ KN/m}$

Parapetto in ferro  $0,50 \text{ KN/m}$

Carichi accidentali Q

Carico folla  $4,00 \cdot 1 = 4,00 \text{ KN/m}$

Parapetto spinta ad 1,10m  $1,10 \cdot 1,20 = 1,32 \text{ KNm/m}$

Strutturalmente, come detto in precedenza, la soletta del marciapiede si presenta come una trave a sbalzo si considerano i carichi applicati allo SLU

Tipo di carico	Coefficiente $\gamma$
Permanente	1,4
Variabile	1,5

$$Q_{slu} = 1,4 \cdot (5,00 + 2,60 + 0,5) + 1,5 \cdot (4,00) = 17,34 \text{ KN/m}$$

Si determinano i valori del Momento e del tagliomassimo:

$$M_{max} = q \cdot l^2 / 2$$

$$M_{max} = 17,34 \cdot 0,55^2 / 2 + 1,5 \cdot 1,32 = 4,60 \text{ KNm}$$

$$T_{max} = q \cdot l$$

$$M_{max} = 17,34 \cdot 0,55 = 9,53 \text{ KN}$$

#### 4.1.1 Calcolo armatura sbalzo

Lasciando la soletta di spessore pari a 20cm e striscia di 1m considerando armatura semplice

$$A_s = M_{sd} / 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$$

Si considera  $M_{sd}$  il momento sollecitante massimo  $M_{max}$

$$A_s = 4,60 \cdot 10^6 / 0,9 \cdot 170 \cdot 391,3 = 76 \text{ mm}^2 = 0,77 \text{ cm}^2$$

Limite minimo di armatura per la sezione in conglomerato 0,15%  $A_c$

$$0,15\% \cdot 100 \cdot 17 = 2,55 \text{ cm}^2$$

Sono state comunque computate a progetto  $4\emptyset 12/m$  si utilizzano quindi  $5,32 \text{ cm}^2$  inferiore comunque al limite del 4% della sezione di conglomerato.

#### 4.1.2 Calcolo armatura di ripartizione

L'armatura di ripartizione, nelle solette non calcolate a piastra, deve essere disposta ortogonalmente e non deve essere minore del 20% di quella principale necessaria. Per tanto risulta:

$$A_{rip} = 0,20 \cdot 5,32 = 1,06 \text{ cm}^2/m$$

Si dispongono  $2\emptyset 12/m$  pari ad  $2,66 \text{ cm}^2/m$

### 4.1.3 Verifica a flessione

Si procede alla verifica della soletta a sbalzo determinando prima la posizione dell'asseneutro:

$$y = (15 \cdot 5,32 / 100) \cdot (-1 + \sqrt{1 + (2 \cdot 100 \cdot 17) / (15 \cdot 5,32)}) = 4,47 \text{ cm}$$

$$\sigma_c \text{ max} = 2 \cdot 46000 / 100 \cdot 4,47 \cdot (17 - 4,470/3) = 13,26 \text{ Kg/cm}^2 < f_{cd} \quad \text{verificato}$$

$$\sigma_s \text{ max} = 46000 / 5,32 \cdot (17 - 4,470/3) = 556 \text{ Kg/cm}^2 < f_{yd} \quad \text{verificato}$$

### 4.1.3 Verifica alla freccia

La soletta deve essere verificata alla deformazione elastica (freccia). In questo caso occorre che la freccia massima non superi la freccia teorica che, è pari ad 1/500 dello sbalzo.

$$f_{\text{max}} < f_t; \quad f_t = 1/500 \cdot 55 = 0,11 \text{ cm}$$

Nel caso di trave a incastro con carico ripartito uniforme si ha:

$$f_{\text{max}} = 1/8 \cdot (q \cdot l^4) / EI$$

Calcoliamo prima il momento d'inerzia della soletta con armatura semplice:

$$I_n = (100 \cdot 4,47^3) / 3 + 15 \cdot 5,32 \cdot (17 - 4,47)^2 = 15505,82 \text{ cm}^4$$

Quindi la freccia vale:

$$f_{\text{max}} = 1/8 \cdot (q_{\text{eq}} \cdot l^4) / EI$$

bisogna ricavare  $q_{\text{eq}}$ :

$$Q_{sle} = 1,0 \cdot (5,00 + 2,60 + 0,5) + 1,0 \cdot (4,00) = 12,10 \text{ KN/m}$$

Si determina il valore del Momento:

$$M_{sle} = q \cdot l^2 / 2$$

$$M_{sle} = 12,10 \cdot 0,55^2 / 2 + 1,0 \cdot 1,32 = 3,15 \text{ KNm}$$

Determiniamo il carico uniforme  $q$  in grado di fornire lo stesso momento flettente:

$$q_{\text{eq}} = 2 \cdot M_{sle} / l^2$$

$$q_{\text{eq}} = 2 \cdot 3,15 / 0,55^2 = 20,82 \text{ KN/m}$$

Si calcola la freccia:

$$f_{\text{max}} = 1/8 \cdot (208,20 \cdot 55^4) / (2850000 \cdot 15505,82) = 0,05 < 0,11 \text{ cm} \quad \text{verificato}$$

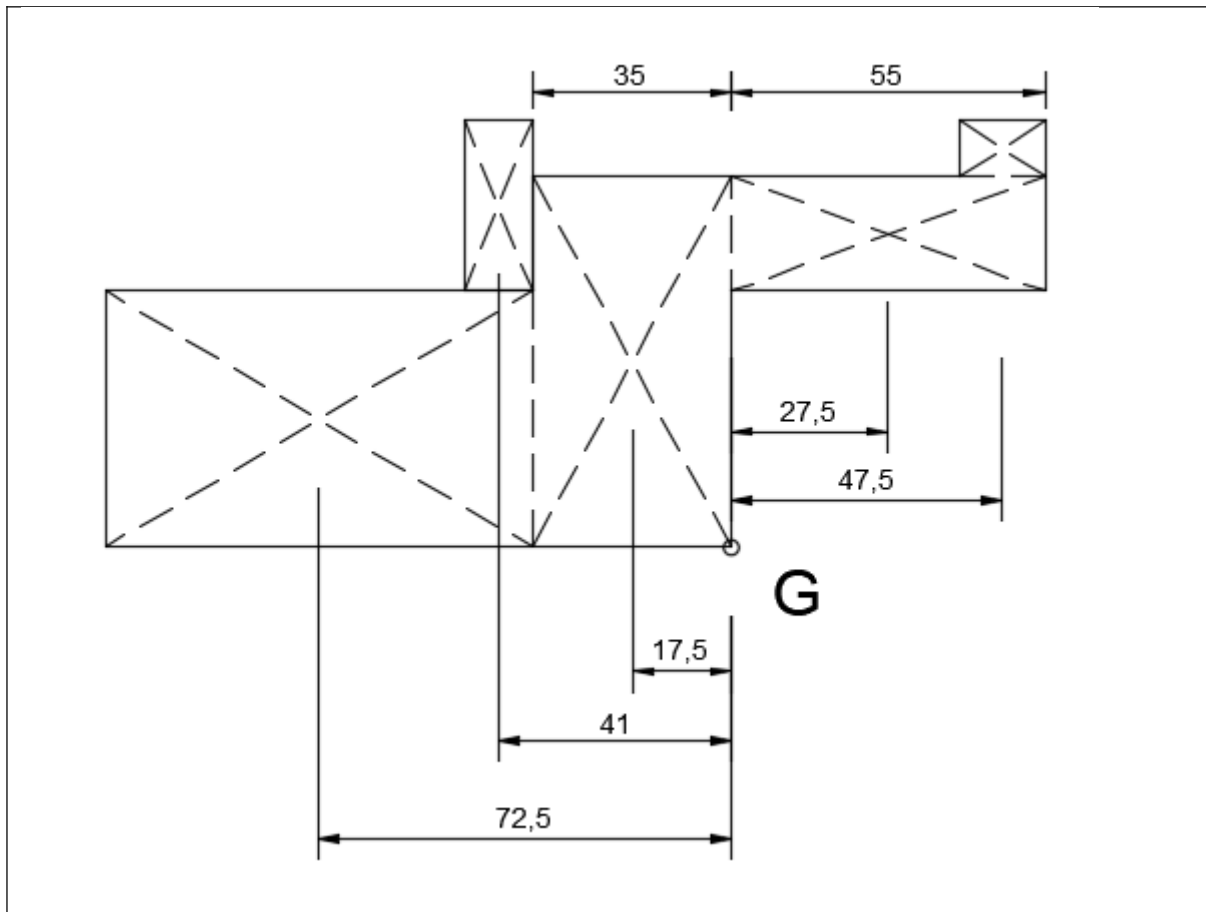
### 4.1.3 Verifica a taglio

$$\tau_{cmax} = T_{max} / 0,9 \cdot b \cdot h$$

$$\tau_{cmax} = 9530 / 0,9 \cdot 100 \cdot 17 = 6,22 \text{ N/cm}^2 = 0,062 \text{ N/mm}^2 < \tau_{co} \quad \text{verificato}$$

## 4.2 Verifica equilibrio

La stabilità della struttura è verificata nel seguito seguendo l'approccio EQU di equilibrio come corpo rigido.



Lo schema semplificato comunque a favore di sicurezza, permette di calcolare l'equilibrio attorno al punto G interno al muro di sostegno che sostiene la parte esterna del banchettone, la parte interna appoggia sul sottofondo stabilizzato della strada Provinciale, i coefficienti utilizzati sono:

Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9
	sfavorevoli		1,1
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0
	sfavorevoli		1,5
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0
	sfavorevoli		1,5

Carichi permanenti stabilizzanti:

$$W1 = 0,9 \cdot \gamma_{cls} \cdot 0,45 \cdot 0,75 \cdot 0,725 = 550,54 \text{ Kgm/m}$$

$$W2 = 0,9 \cdot \text{pietra} \cdot 0,30 \cdot 0,12 \cdot 0,410 = 34,53 \text{ Kgm/m}$$

$$\text{Totale momento stabilizzante: } 550,54 + 34,53 = 585,07 \text{ Kgm/m}$$

Carichi permanenti ribaltanti:

$$W3 = 1,1 \cdot \gamma_{cls} \cdot 0,20 \cdot 0,55 \cdot 0,275 = 83,18 \text{ Kgm/m}$$

Carichi permanenti non strutturali ribaltanti:

$$W4 = 1,5 \cdot \gamma_{porfido} \cdot 0,10 \cdot 0,55 \cdot 0,275 = 58,98 \text{ Kgm/m}$$

Carichi variabili ribaltanti:

$$Q1 = 1,5 \cdot q_{folla} \cdot 0,55 \cdot 0,275 = 90,75 \text{ Kgm/m}$$

$$F1 = 1,5 \cdot F_{\text{parapetto}} \cdot 1,10 = 330 \text{ Kgm/m}$$

$$\text{Totale momento ribaltante} = 83,18 + 58,98 + 90,75 + 330 = 562,91 \text{ Kgm/m}$$

Verifica all'equilibrio:

$$\text{Azione carichi stabilizzanti} = 585,07 \text{ Kgm/m} > \text{Azione carichi ribaltanti} = 562,91$$

### 4.3 Verifica elementi muro

Per l'equilibrio alla rotazione si è supposto che il banchettone di fondazione appoggia nel punto centrale del muro in corrispondenza della sezione resa libera dopo la rimozione della parte di muro che in precedenza fungeva da parapetto. Per calcolare a favore di sicurezza si suppone reagente solo la testata del muro trascurando il contributo del terreno alle spalle del muro.

I carichi verticali sono:

$$P1 = 1,0 \cdot \gamma_{cls} \cdot 0,45 \cdot 1,10 = 1237,50 \text{ Kg/m}$$

$$P2 = 1,0 \cdot \gamma_{cls} \cdot 0,30 \cdot 0,90 = 675,00 \text{ Kg/m}$$

La reazione verticale è quindi:

$$F = P1 + P2$$

$$F = 1237,50 + 675,00 = 1912,50 \text{ Kg/m}$$

Ipotezzando l'impronta di carico larga 15cm

La pressione di contatto si può calcolare come:

$$\sigma = F/A = 1912,50 / 15 \cdot 100 = 1,275 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore limite è  $\sigma_m = f_k / \gamma_m \cdot FC$

I valori sono ricavabili al punto 2.3

$$\sigma_m = 22 / 2 \cdot 1,35 = 8,14 \text{ Kg/cm}^2$$

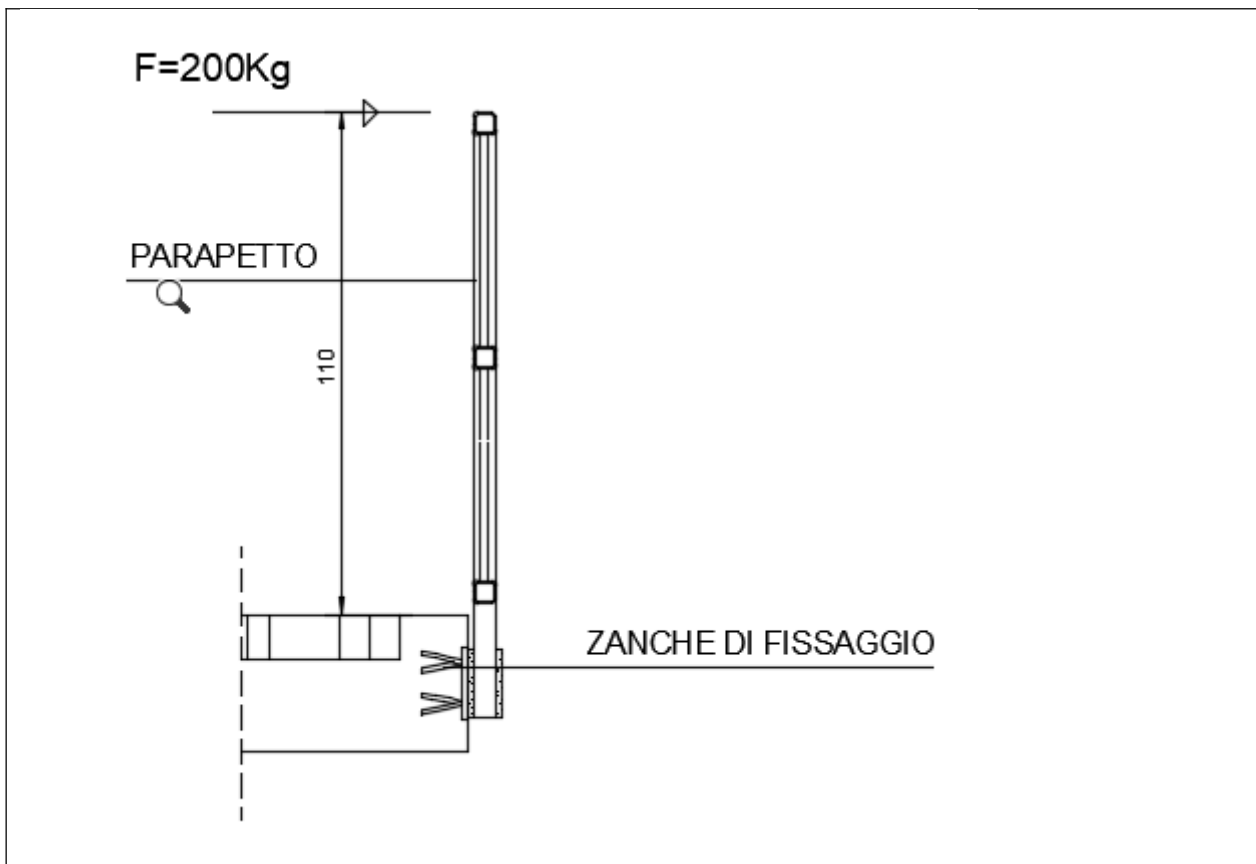
Se si considera una distribuzione triangolare con sezione ridotta del 50% il picco di pressione è:

$$L \cdot \sigma_m = 1/2 \cdot L \cdot 50\% \cdot \sigma_{tr}$$

$$\sigma_{tr} = 15 \cdot 1,275 \cdot 2 / 15 \cdot 50\% = 5,10 \text{ Kg/cm}^2 \text{ valore accettabile con le caratteristiche della muratura.}$$

#### 4.4 Verifica parapetto

Alla estremità del marciapiede è fissato un parapetto in ferro composto da elementi principali di sostegno in tubi quadri 40x40x4 fissati con passo 1m alla struttura del marciapiede. La struttura secondaria e di completamento della balaustra è formata da elementi orizzontali piatto 30x5 e verticali tondi  $\varnothing 10\text{mm}$ . Il fissaggio del parapetto è realizzato con piastra con zanche inglobate nel getto di cls del marciapiede e saldatura del montante sulla piastra, lo schema è raffigurato nel seguito. Nel caso in oggetto come specificato nei precedenti capitoli si dimensiona il parapetto per una forza di 200kg applicata ad un'altezza di 110cm con intervallo di applicazione di 1m



In seguito alla presenza di persone sul marciapiede si considera di dimensionare, come in precedenza detto, i montanti della barriera con una forza di 200Kg applicata ad interasse di 100cm e ad altezza di 110cm. In tale situazione il momento flettente massimo che si avrà alla base dei montanti, dove si formerà la cerniera plastica, può essere calcolato come:

$$M_p = W_p \cdot f_y$$



Nel caso specifico si verifica ricava la sezione del montante considerando che il materiale impiegato è acciaio S235 a cui corrisponde  $f_y=235 \text{ N/mm}^2$

Per il calcolo si considera comunque che l'azione orizzontale sul parapetto è assorbita in parte anche dalle piantane adiacenti essendo tutto il parapetto collegato dagli elementi orizzontali in particolare gli elementi laterali concorrono per il 25% cadauno parzializzando in questo modo l'azione della forza orizzontale sulla piantana del 50%

$$M_{\text{parz.}} = \gamma Q_i \cdot F \cdot b \cdot 50\%$$

$$M_{\text{parz.}} = 1,5 \cdot 200 \cdot 1,10 \cdot 50\% = 165 \text{ Kgm}$$

si ricava

$$W_{\text{piantana}} = M_{\text{parz.}} / f_y$$

$$W_{\text{piantana}} = 165 \cdot 10^2 / 2350 = 7,02 \text{ cm}^3$$

Dalle tabelle dei profilati si ricava tubo quadro 50x3mm con  $W=8,34 \text{ cm}^3$

#### 4.4.1 Verifica saldatura su piastra

Il tubolare dovrà essere fissato alle piastre inghisate nel calcestruzzo con saldatura ad angolo lungo i bordi del profilato, il calcolo della saldatura è come segue:

$$M_{\text{applicato}} = 165 \text{ Kgm}$$

Materiale elementi da saldare S235

$$W_{\text{saldatura}} = M_{\text{applicato}} / f_y$$

$$W_{\text{saldatura}} = 165 \cdot 10^2 / 2350 = 7,02 \text{ cm}^3$$

Si ricava la dimensione in lunghezza del cordone di saldatura considerando una sezione di saldatura 5x5mm e che i cordoni sono 2 uno per lato.

$$W_{\text{saldatura}} = 1/6 b \cdot h^2$$

$$h^2 = 6 \cdot W_{\text{saldatura}} / b$$

$$\text{dove } b \text{ è } 5 \cdot \sqrt{2}/2 = 3,53 \text{ mm}$$

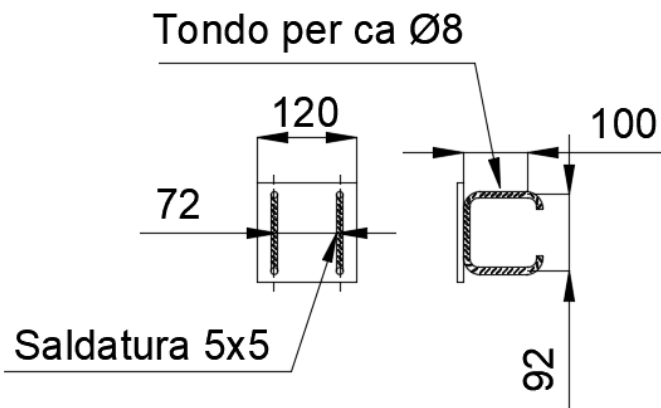
$$h = \sqrt{6 \cdot W_{\text{saldatura}} / b}$$

$$h = \sqrt{6 \cdot 7,02 / 0,353} = 10,92 \text{ cm}$$

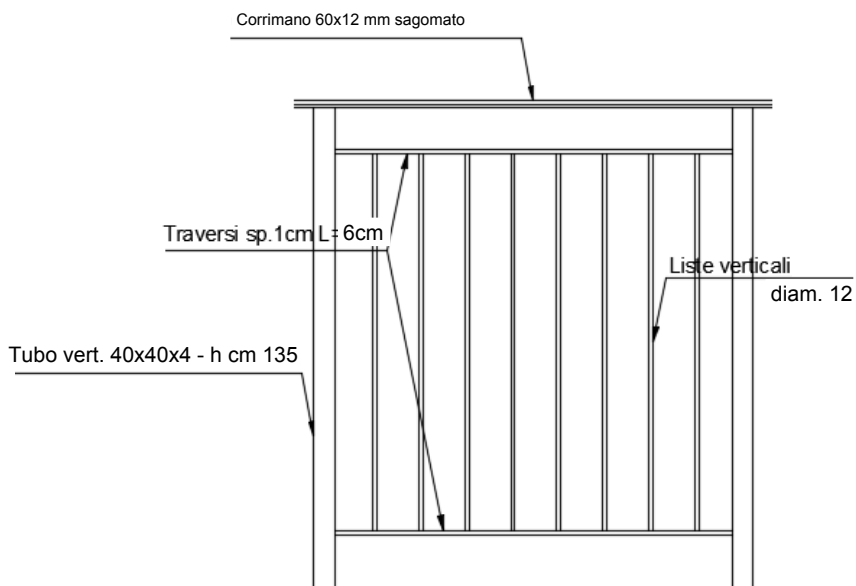
Si dispongono quindi 5cm di cordone di saldatura 5x5mm lunghezza  $L=6\text{cm}$  per lato

#### 4.4.2 Verifica piastra

La piastra affogata nel calcestruzzo applicata con passo 1m alla testata del marciapiede ha dimensioni 12x12cm con spessore 8mm, le zanche dovranno essere realizzate con staffe diametro 8mm realizzate e saldate come in figura.



Particolare della piastra da fissare in testata al marciapiede



Sezione di 1m del parapetto

Il progettista

Ing. Mariani Marco

