



UNIVERSITA' DI PISA

PROGETTO DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA PER IL
RIFACIMENTO DELLA
PAVIMENTAZIONE E DELLA
IMPERMEABILIZZAZIONE DELLA
TERRAZZA E DELLE GRADONATE
DEL FABBRICATO SEDE DEL
DIPARTIMENTO DI ECONOMIA E
MANAGEMENT UBICATO IN VIA
R I D O L F I 1 0 P I S A

CUP I51 H14 000 050 005 -
C I G 5 6 1 9 5 8 3 2 9 8

<i>Commessa:</i> Università di Pisa

N. 3909

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE SPECIALISTICA:

- Calcolo ringhiere
- Calcolo canale di scarico

Progetto Architettonico

ARCH. ALBERTINO LINCIANO

Progetto impianti elettrici e prevenzione incendi:

ING. EMANUELE GHERARDI

Responsabile unico del Procedimento
Geom. Marco Raglianti

Il Rettore
Massimo Augello

Eseguito	15/01/2016	

Il presente disegno è protetto dal diritto di autore ai sensi della L. 22 aprile 1941 n°633 e successive modifiche e integrazioni. E' quindi vietata la riproduzione e/o la trasmissione a terzi. Ogni infrazione verrà perseguita nei termini di legge.

RELAZIONE DI CALCOLO PARAPETTO IN ACCIAIO

1. *Riferimenti normativi*
2. *Relazione tecnico-descrittiva*
3. *Dati di progetto*
4. *Verifica delle singole membrature*
5. *Piano di manutenzione delle strutture*

RIFERIMENTI NORMATIVI

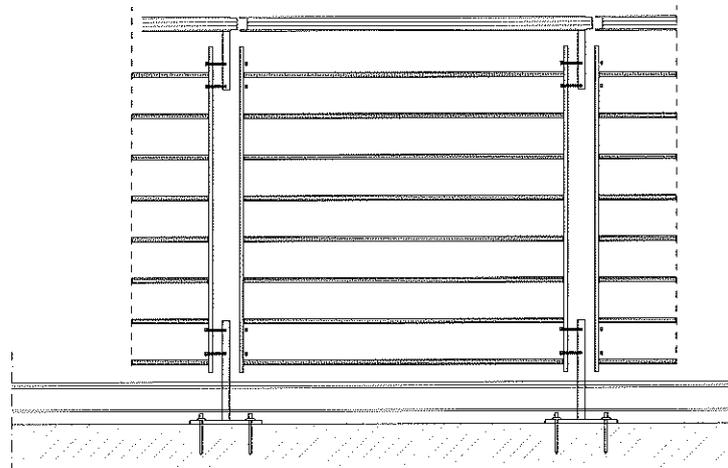
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974. *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.
- **D.M. 14.01.2008** *Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni*

RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA

DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La struttura riguarda un passamano interamente in acciaio costituito in varie parti metalliche assemblate mediante bulloni sul posto. In particolare si avranno montanti ad interasse di 1m nella zona ripiano e sulla rampa di scala; collegati mediante passamano in tubolare cavo.

Di seguito sono riportate le verifiche di ogni singolo componente con i sovraccarichi come previsto da D.M. 14.01.2008.



DATI DI PROGETTO

CARATTERISTICHE MATERIALI

Acciaio parapetto: S235 $f_{yk_{adm}} = 235 \text{ N/mm}^2$

bulloni classe 8.8

CARICHI ASSUNTI:

Carichi permanenti (distribuiti)

struttura in acciaio 20 Kg/mq

Carichi orizzontali lineari

Sovraccarico 200 Kg/m

VERIFICHE PASSAMANO IN ACCIAIO TUBOLARE ϕ 40x20mm

$$W_{el} = 16,33 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl} = 3,2 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 4,32 \text{ cm}^4$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$i = 1 \text{ m}$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$q_{slu} = (200) \times 1,5 = 300 \text{ Kg/m}$$

VERIFICA A FLESSIONE (trave doppiamente appoggiata)

$$M_{slu} = q_{slu} l^2 / 8 = 37,5 \text{ Kgm} = 3.750 \text{ Kgcm}$$

$$M_{crd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{mo} = 3,2 \times 2350 / 1,05 = 7.162 \text{ Kgcm} > \text{ di } 3.750 \text{ Kgcm} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA A TAGLIO

$$V_{slu} = q_{slu} l / 2 = 150 \text{ Kg}$$

$$A_v = 3,48 \text{ cmq}$$

$$V_{crd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{mo})$$

con

$$f_{yk} = 2.350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_{mo} = 1,05$$

$$V_{crd} = 4.506 \text{ Kg} > \text{ di } 150 \text{ Kg}$$

VERIFICATO

Verifiche di Deformabilità

Deformabilità Carico distribuito

$$q_{sle} = 200 \text{ Kg/m}$$

$$f_{sle} = 0,013 \times q_{sle} l^4 / (E \times J_x) = 0,004 \text{ cm} \text{ pari a } 1/33.333$$

VERIFICHE MONTANTE IN ACCIAIO

Per le verifiche utilizziamo i montanti con altezza pari a 1,48 m totali e interasse di 1 m.

PIATTO DI BASE 70X20mm

$$W_{pl} = 24,5 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 57,16 \text{ cm}^4$$

$$l = 33 \text{ cm}$$

$$i = 1 \text{ m (interasse tra i montanti)}$$

$$\gamma_q = 1,5$$

$$q_{slu} = (200) \times 1,5 = 300 \text{ Kg/m}$$

$$P = (300) \times 1 = 300 \text{ Kg}$$

VERIFICA A FLESSIONE (trave a mensola)

$$M_{slu} = P \times l = 444 \text{ Kgm} = 44.400 \text{ Kgcm (con } l = 1,48\text{m)}$$

$$M_{crd} = W_{pl} \times f_{yk} / \gamma_{mo} = 24,5 \times 2350 / 1,05 = 54.833 \text{ Kgcm} > \text{ di } 44.400 \text{ Kgcm} \quad \text{VERIFICATO}$$

VERIFICA A TAGLIO

$$T = P = 300 \text{ Kg}$$

$$A_v = 14 \text{ cmq}$$

$$V_{cRd} = A_v \times f_{yk} / (\sqrt{3} \times \gamma_{mo})$$

con

$$f_{yk} = 2.350 \text{ Kg/cmq}$$

$$\gamma_{mo} = 1,05$$

$$V_{crd} = 18.090 \text{ Kg} > \text{ di } 300 \text{ Kg} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifiche di Deformabilità

Deformabilità Carico concentrato

$$P_{sle} = 200 \times 1 = 200 \text{ Kg}$$

$$f_{sle} = P_{sle} \times l^3 / (3 \times E \times J_x) = 0,02 \text{ cm pari a } 1/1.650$$

I Montanti dati da due piatti di dimensioni 70x10mm, accoppiati insieme mediante bulloni hanno le stesse caratteristiche strutturali del piatto appena verificato, avendo una sollecitazione inferiore al medesimo non saranno eseguite ulteriori verifiche di flessione e taglio ma solo dei bulloni di serraggio.

VERIFICHE BULLONI PIASTRA DI BASE

ATTACCO piastra di base di dimensioni 20x20x10mm mediante 4 bulloni con resine epossidiche al cordolo in c.a della scala.

Per determinare la sollecitazione dei bulloni verrà considerato l'interasse tra montanti pari a 1 m.

Bulloni M12 CL. 8.8.

Ares. = 0,84 cmq

Ftb= 8.000 Kg/cmq

Bulloni sollecitati a trazione e taglio simultaneamente

Mb= 37.300 Kgcm

Vb= Mb/ht = 37.300/13,7= 2.723Kg (Ht= distanza tra i due bulloni)

Vb2= Vb/2= 1.362 Kg (trazione agente sul singolo bullone)

qslu= (200)x1,5= 300 Kg/m

i= 1m (interasse tra due montanti)

P= 300x1= 300Kg

T= 300Kg

Vb1= T/nb = 300/4= 75 Kg (taglio agente sul singolo bullone)

Fv,rd= 0,6xftbxAres/ γ m2 = 0,6x8.000x0,84/ 1,25= 3.226 Kg

Ft,rd= 0,9xftbxAres/ γ m2 = 0,9x8.000x0,84/ 1,25= 4.838 Kg

Vb1/ Fv,rd+Vb2/(1,4 Ft,rd)= 0,22 < 1

VERIFICATO

Verifica a rifollamento piatto di base 20x20x10mm

Fbrd = 2,5x1 x3.600x1x1,2/1,25 = 8.640 Kg > 1.362 Kg VERIFICATO

Per l'utilizzo di resine epossidiche per l'ancoraggio dei bulloni M12 Cl 8.8 e il C.A., si dovrà adottare un CARICO MINIMO CARATTERISTICO PARI A 1.362Kg

VERIFICHE BULLONI PIATTI MONTANTE

ATTACCO inferiore piatto di base dimensioni 70x20mm a due piatti di 70x10mm mediante due coppie di viti M12

Bulloni M12 CL. 8.8.

Ares. = 0,84 cmq

Ftb= 8.000 Kg/cmq

Bulloni sollecitati a taglio

T= 300Kg

$Vb1 = T/(nb \times ns) = 300/(2 \times 2) = 75 \text{Kg}$ (nb numero di bulloni pari a 2 e ns superficie di contatto pari a 2)

$M = P \times l = 252 \times 1,20 = 30.200 \text{ Kgcm}$

$Vb = Mb/ht = 30.200/6,6 = 4.576 \text{Kg}$ (Ht= distanza tra i due bulloni)

$Vb2 = Vb/2 = 2.288 \text{ Kg}$ (taglio agente sul singolo bullone)

$V_{tot} = (Vb1^2 + Vb2^2)^{1/2} = 2.290 \text{ Kg}$

$F_{v,rd} = 0,6 \times f_{tb} \times A_{res} / \gamma_m = 0,6 \times 8.000 \times 0,84 / 1,25 = 3.226 \text{ Kg} > V_{tot}$

VERIFICATO

Verifica a rifollamento piatto montante 70x10mm

$F_{brd} = 2,5 \times l \times 3.600 \times 1 \times 1,2 / 1,25 = 8.640 \text{ Kg} > 2.290 \text{ Kg}$

VERIFICATO

Non saranno necessarie ulteriori verifiche dei bulloni superiori tra i due piatti 70x10mm e il piatto 70x20mm avendo stesse caratteristiche con sollecitazioni minori.

Ing. Loriano Cecconi
ing. **LORIANO CECCONI**
INGEGNERI della Provincia di PISA
N° 813 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE

Relazione tecnica

Dimensionamento idraulico di canale di scarico delle acque meteoriche a servizio del piazzale antistante la Facoltà di Economia di Pisa

Sommario

PREMESSA.....	1
CALCOLO DELLA CAPACITÀ DI SCORRIMENTO	1
Portata di scorrimento di acque meteoriche.....	1
Intensità di precipitazione, r	2
Coefficiente di rischio, C_r	2
Area effettiva della copertura, A	3
PROGETTAZIONE IDRAULICA	3
Sezione trasversale del canale.....	4
Calcolo della sezione trasversale del canale AE.....	4
Calcolo della capacità equivalente di un cornicione di gronda quadrato, QSE	4
Calcolo della capacità equivalente di un canale di gronda, QN	4
Calcolo della capacità di progetto QL di canali di gronda "corti" nominalmente orizzontali.....	6
Calcolo della capacità del canale di gronda, Q	7
CONCLUSIONI.....	7

PREMESSA

Lo scopo della presente relazione è quello di illustrare i calcoli per il dimensionamento di un canale di scarico delle acque meteoriche a servizio del piazzale antistante la facoltà di economia a Pisa.

Si è fatto riferimento alla norma europea UNI EN 12056-3 che definisce i criteri di progettazione e calcolo per i sistemi di scarico delle acque meteoriche.

CALCOLO DELLA CAPACITÀ DI SCORRIMENTO

Portata di scorrimento di acque meteoriche

In condizioni stazionarie, la portata di acque meteoriche da far defluire da una copertura deve essere calcolata mediante la formula:

$$Q = r \cdot C_r \cdot A \cdot C \quad [1]$$

dove:

Q è la portata d'acqua, in litri al secondo (l/s);

r è l'intensità di precipitazione, in litri al secondo per metro quadrato (l/(s x m²));

C_r è il coefficiente di rischio (da 1.0 a 3.0 in funzione del tipo di canale di gronda e della destinazione dell'edificio)

A è l'area effettiva della copertura, in metri quadrati (m²);

C è il coefficiente di scorrimento (preso = 1,0 salvo quando diversamente richiesto da regolamenti e procedure di installazione nazionali o locali), adimensionale.

Intensità di precipitazione, r

Quando esistono dati statistici affidabili circa frequenza, intensità e durata delle precipitazioni, l'intensità di precipitazione r da utilizzare nella formula [1] deve essere scelta considerando il genere e la destinazione d'uso dell'edificio ed in modo appropriato al grado di rischio accettabile.

Nel caso in questione ci siamo avvalsi di uno studio idrologico nel quale sono stati considerati dati, resi disponibili dal servizio idrografico, relativi alle precipitazioni di massima intensità registrati dalla stazione di Pisa (Facoltà di Agraria) per la quale sono disponibili i valori di altezza di pioggia relativi a precipitazioni di durata pari rispettivamente a 1h, 3h, 6h, 12h e 24h per un periodo di rilevazione che va dal 1926 al 1998 compresi. Tali dati sono assolutamente rappresentativi per il nostro dimensionamento vista anche la breve distanza tra la stazione meteorologica e la Facoltà di Economia. L'elaborazione dei dati sopra citati ha portato alla determinazione della curva di probabilità pluviometrica per diversi tempi di ritorno; nel caso in esame abbiamo considerato una curva con tempo di ritorno di 25 anni arrivando alla seguente equazione:

$$h = 67,62 t^{0,55}$$

dove:

h : altezza di pioggia in mm

t : intervallo di tempo di pioggia

Da questa semplice equazione si ricava l'altezza di pioggia che ha un tempo di ritorno di 25 anni e che, per $t=1$ ora, risulta pari a 67,62 mm quindi si arriva all'intensità di pioggia $r = 0,018$ l/s m².

Coefficiente di rischio, C_r

Salvo quando diversamente richiesto, l'intensità minima deve essere moltiplicata per un coefficiente di rischio riportato nel prospetto 2.

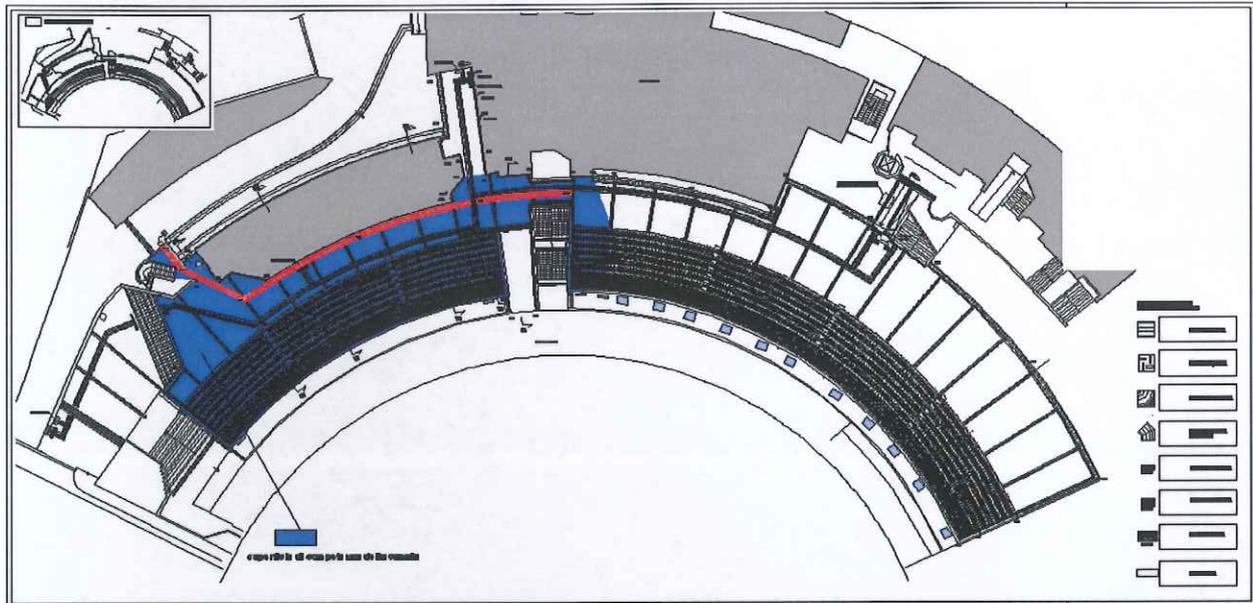
prospetto 2 **Coefficienti di rischio**

Situazione	Coefficiente di rischio
Cornicioni di gronda	1,0
Cornicioni di gronda situati in punti in cui la tracimazione dell'acqua causerebbe disagi particolari, per esempio sopra l'ingresso di un edificio pubblico	1,5
Canali di gronda interni e nel caso in cui piogge straordinariamente abbondanti o ostruzioni del pluviale potrebbero provocare un'infiltrazione di acqua all'interno dell'edificio	2,0
Canali di gronda interni di edifici per i quali si richiede un grado di protezione eccezionale, per esempio: - ospedali/teatri - impianti di telecomunicazione - depositi di sostanze che danno origine a emissioni tossiche o infiammabili se bagnate con acqua - edifici nei quali sono conservate opere d'arte di valore eccezionale	3,0

Il percorso del canale da dimensionare attraversa, nella parte iniziale, uno spazio in cui è presente uno degli accessi del palazzo dei congressi; tale accesso si trova a quota inferiore rispetto al canale quindi abbiamo ritenuto opportuno adottare un coefficiente di rischio pari a 1,5.

Area effettiva della copertura, A

L'area effettiva della copertura che convogliano direttamente le acque meteoriche nel canale di scolo è pari a 624 m²; di seguito si riporta la planimetria nella quale sono evidenziate in celeste le aree sopra citate e in rosso il canale di scolo.



Arriviamo così a calcolare la portata di acqua da far defluire:

$$Q = r \cdot C_r \cdot A \cdot C = 0,018 \cdot 1,5 \cdot 624 \cdot 1 = 16,85 \text{ l/s}$$

PROGETTAZIONE IDRAULICA

Salvo quando diversamente specificato da regolamenti e procedure di installazione nazionali o locali, i cornicioni di gronda possono essere progettati ed installati con o senza pendenza. Un canale di gronda con gradiente nominale uguale o inferiore a 3 mm/m deve essere progettato allo stesso modo di un canale di gronda orizzontale. Il canale in oggetto ha una pendenza di 2mm/m quindi rientra nella procedura di calcolo dei canali orizzontali.

La capacità di cornicioni di gronda rettangolari, trapezoidali o di forma simile, progettati come orizzontali e provvisti di bocche di efflusso in grado di garantire lo scarico libero, deve essere calcolata mediante la formula [4]:

$$Q_L = 0,9 \cdot Q_N \quad [4]$$

dove:

QL è la capacità di progetto di canali di gronda "corti" nominalmente orizzontali in litri al secondo (l/s);

0,9 è il coefficiente di sicurezza, adimensionale;

QN è la capacità nominale di un canale di gronda, calcolata mediante la formula $QSE \cdot Fd \cdot Fs$ o determinata mediante prove, in litri al secondo (l/s);

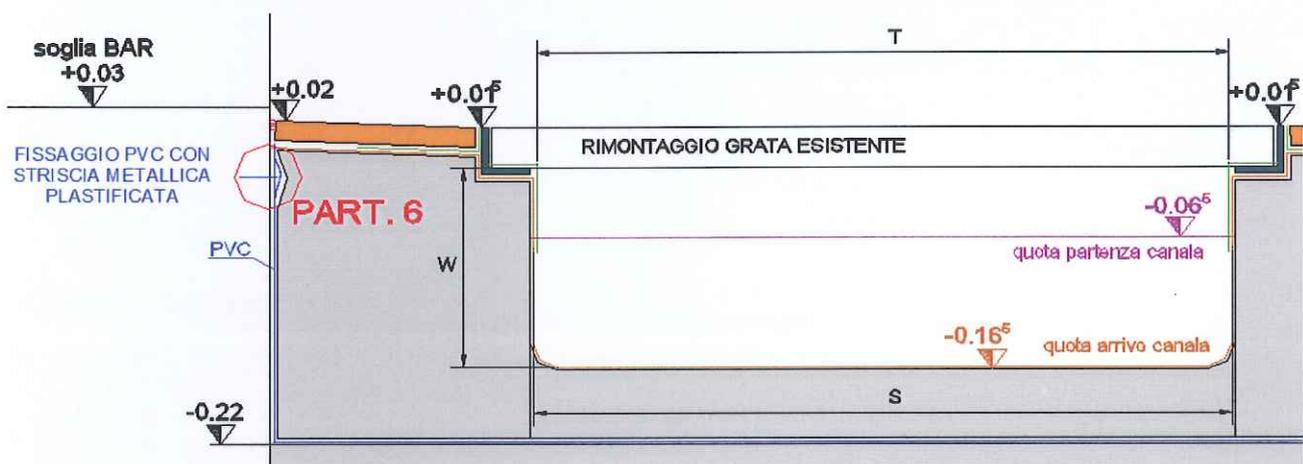
QSE è la capacità equivalente di un cornicione di gronda quadrato, calcolata mediante la formula $3,48 \cdot 10^{-5} \cdot AE^{1,25}$, in litri al secondo (l/s);

AE è la sezione trasversale totale del canale di gronda, in millimetri quadrati (mm²);

Fd è il coefficiente di profondità, determinato come da figura 5, adimensionale;

Fs è il coefficiente di forma, determinato come da figura 6, adimensionale.

Sezione trasversale del canale



Calcolo della sezione trasversale del canale AE

Per sezione trasversale totale di un canale di gronda si intende la sezione trasversale al di sotto del livello di tracimazione; ipotizzando l'adozione di un canale a sezione rettangolare con dimensioni $T = S = 500$ mm e considerando che nella sezione finale ci sia un'altezza di progetto dell'acqua W corrispondente alla sua altezza totale fino al livello di tracimazione pari a 150 mm allora:

$$AE = 500 \cdot 150 = 75000 \text{ mm}^2$$

Calcolo della capacità equivalente di un cornicione di gronda quadrato, QSE

$$QSE = 3,48 \cdot 10^{-5} \cdot AE^{1,25} = 3,48 \cdot 10^{-5} \cdot (75000)^{1,25} = 43,2 \text{ l/s}$$

Calcolo della capacità equivalente di un canale di gronda, QN

La capacità equivalente QN è funzione del coefficiente adimensionale di altezza Fd determinato come da figura 5 e del coefficiente adimensionale di forma Fs determinato come da figura 6:

figura 5 **Coefficiente di altezza, F_d**

Legenda

a Coefficiente di altezza F_d

b W/T

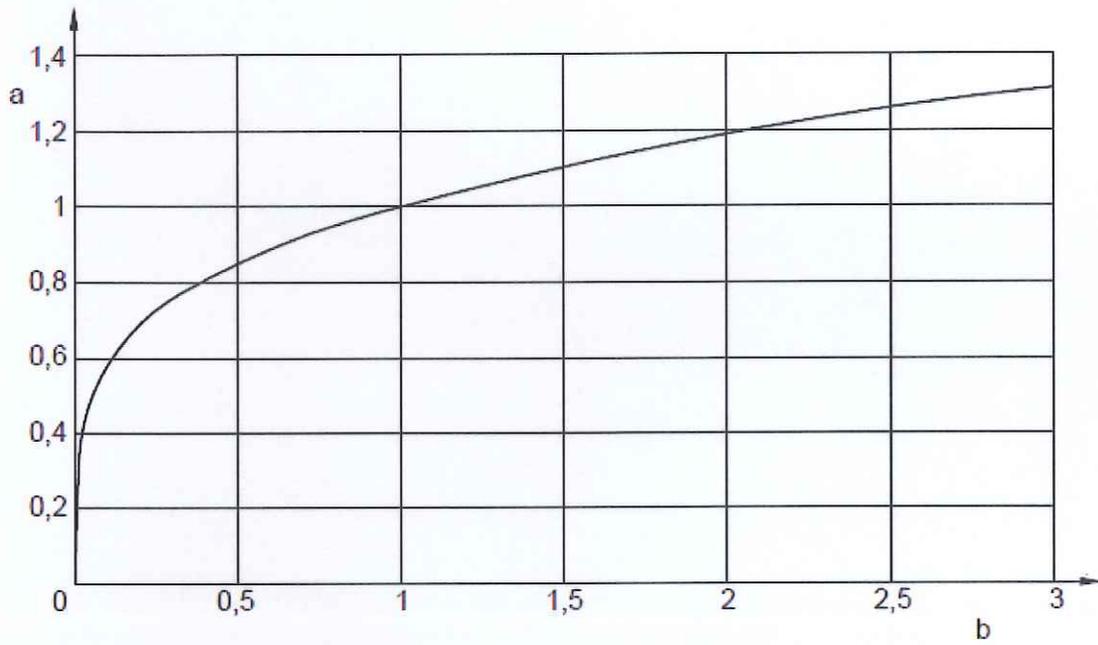
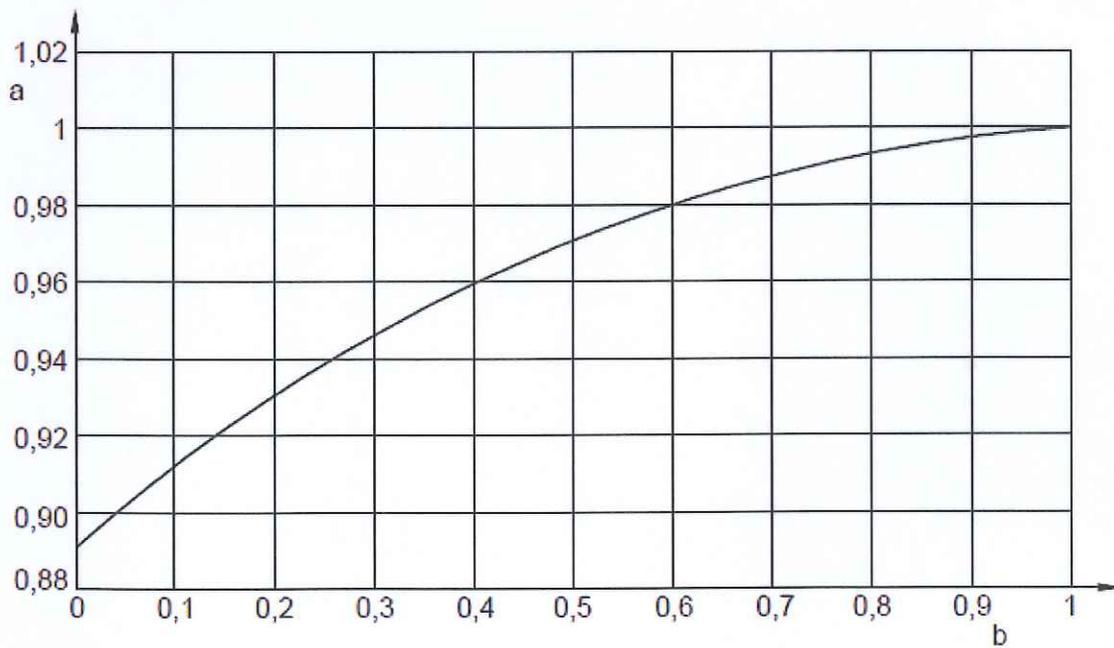


figura 6 **Coefficiente di forma, F_s**

Legenda

a Coefficiente di forma F_s

b S/T



Come riportato in precedenza, la gronda ha dimensioni $T = S = 50$ cm e un'altezza di progetto W nella sezione finale pari a 15 cm quindi, dai grafici riportati si ricavano i seguenti coefficienti:

$$F_d = 0,77$$

$$F_s = 1$$

Allora:

$$Q_N = Q_{SE} \cdot F_d \cdot F_s = 43,2 \cdot 0,77 \cdot 1 = 33,2 \text{ l/s}$$

Calcolo della capacità di progetto Q_L di canali di gronda "corti" nominalmente orizzontali

$$Q_L = 0,9 \cdot Q_N = 0,9 \cdot 33,2 = 29,88 \text{ l/s}$$

Un canale di gronda deve essere considerato "corto" dal punto di vista idraulico quando la sua lunghezza di drenaggio L non è maggiore di 50 volte l'altezza di progetto dell'acqua W . Nel caso di un canale di gronda di compluvio o parapetto ciò corrisponde alla sua altezza totale fino al livello di tracimazione, meno l'altezza del bordo libero. Per i canali di gronda installati con o senza pendenza che superano tale limite, la capacità progetto Q_L , calcolata, deve essere moltiplicata per il corrispondente coefficiente di capacità F_L riportato nel prospetto 6, ciò significa che la capacità del canale di gronda è uguale a $Q_L \cdot F_L$.

prospetto 6 Coefficiente di capacità, F_L , per canali di gronda lunghi, nominalmente orizzontali o con pendenza verso una bocca di efflusso

$\frac{L}{W}$	Coefficiente di scarico, F_L				
	Nominalmente orizzontale da 0 mm a 3 mm/m	Pendenza 4 mm/m	Pendenza 6 mm/m	Pendenza 8 mm/m	Pendenza 10 mm/m
50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
75	0,97	1,02	1,04	1,07	1,09
100	0,93	1,03	1,08	1,13	1,18
125	0,90	1,05	1,12	1,20	1,27
150	0,86	1,07	1,17	1,27	1,37
175	0,83	1,08	1,21	1,33	1,46
200	0,80	1,10	1,25	1,40	1,55
225	0,78	1,10	1,25	1,40	1,55
250	0,77	1,10	1,25	1,40	1,55
275	0,75	1,10	1,25	1,40	1,55
300	0,73	1,10	1,25	1,40	1,55
325	0,72	1,10	1,25	1,40	1,55
350	0,70	1,10	1,25	1,40	1,55
375	0,68	1,10	1,25	1,40	1,55
400	0,67	1,10	1,25	1,40	1,55
425	0,65	1,10	1,25	1,40	1,55
450	0,63	1,10	1,25	1,40	1,55
475	0,62	1,10	1,25	1,40	1,55
500	0,60	1,10	1,25	1,40	1,55

Note:
 L Lunghezza di scarico della grondaia, in millimetri (mm).
 W Altezza teorica dell'acqua, che per le grondaie esterne corrisponde alla profondità totale della grondaia fino al livello di tracimazione e per le grondaie di compluvi o parapetti corrisponde alla profondità fino al livello di tracimazione meno la tolleranza del bordo libero, in millimetri (mm).

Considerando il fatto che il canale di scolo ha una lunghezza totale L pari a 50 m (il che equivale a 5000 cm) e considerando che l'altezza d'acqua W è variabile lungo il percorso passando dai 5 cm iniziali ai 15 cm finali allora ipotizziamo un valore L/W medio pari a $5000/10 = 500$ (a favore di sicurezza).

Come riportato sopra, il canale ha un dislivello totale di 100 mm su un percorso di 50 m quindi la pendenza risultante è pari a $100/50 = 2\text{mm/m}$.

Da questi dati si ricava il coefficiente di capacità $FL = 0,6$

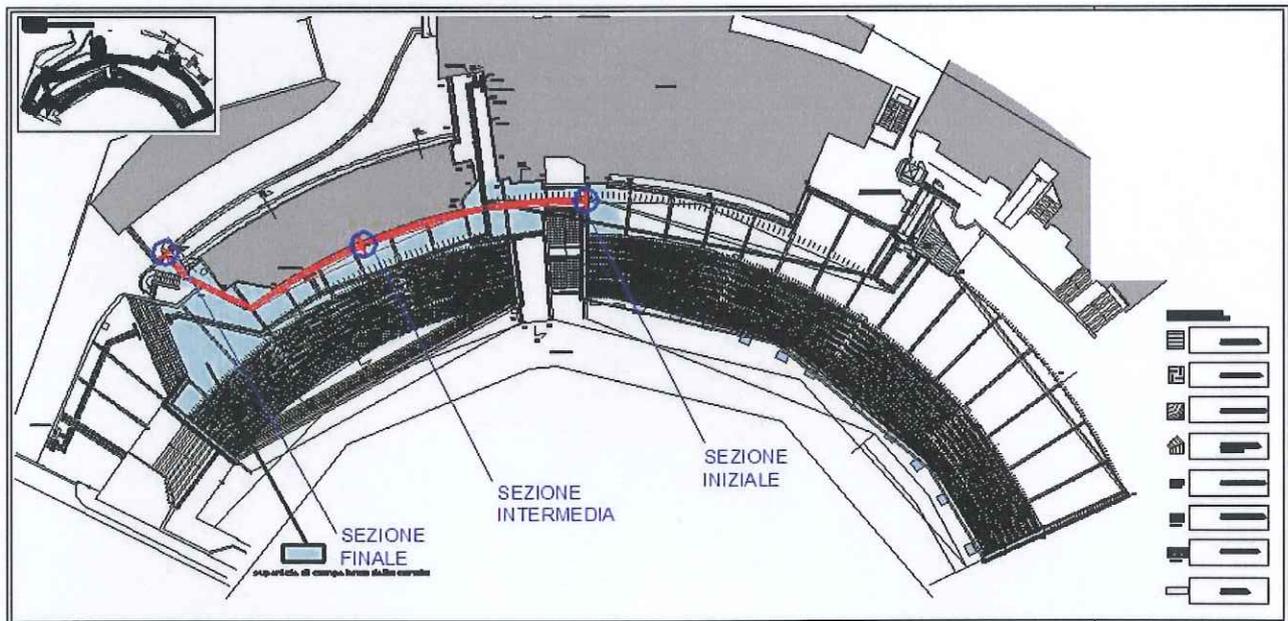
Calcolo della capacità del canale di gronda, Q

$$Q = QL \cdot FL = 29,88 \cdot 0,6 = 17,9 \text{ l/s}$$

CONCLUSIONI

Al termine della presente relazione di calcolo è possibile concludere che il canale di gronda in oggetto risulta correttamente dimensionato, in quanto nella sezione finale (quella più sfavorita) è caratterizzato da una capacità Q_c pari a 17,9 l/s sufficiente a contenere una portata Q_{T25} di acqua meteorica pari a 16,85 l/s.

Per completezza la verifica è stata eseguita anche per la sezione iniziale e quella intermedia del canale:



Verifica sezione iniziale del canale:

$$T = S = 50\text{cm} \quad W = 5 \text{ cm} \quad A_{\text{SCOLO}} = 54 \text{ m}^2$$

Portata Q_{T25} di acqua meteorica = 1,46 l/s

Capacità Q_c del canale: $Q_c = 5,9 \text{ l/s}$

$Q_c > Q_{T25}$ VERIFICATO

Verifica sezione intermedia del canale:

$$T = S = 50\text{ cm} \quad W = 12.5\text{ cm} \quad A_{\text{SCOLO}} = 267\text{ m}^2$$

Portata Q_{T25} di acqua meteorica = 7,21 l/s

Capacità Q_c del canale: $Q_c = 17,82\text{ l/s}$

$Q_c > Q_{T25}$ VERIFICATO

Il tecnico


Ing. **ALESSANDRO LEONCINI**
ORDINE INGEGNERI della Provincia di PISA
N° 2521 Sezione A
INGEGNERE CIVILE E AMBIENTALE
INDUSTRIALE, DELL'INFORMAZIONE